



TITLE:

鋼管集成橋脚の地震応答特性の評価と基礎構造の合理化に関する研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

篠原, 聖二

CITATION:

篠原, 聖二. 鋼管集成橋脚の地震応答特性の評価と基礎構造の合理化に関する研究. 京都大学, 2014, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2014-09-24

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k18566>

RIGHT:

許諾条件により本文は2015/09/23に公開

鋼管集成橋脚の地震応答特性の評価と 基礎構造の合理化に関する研究

2014 年

篠 原 聖 二

論文要旨

鋼管集成橋脚（以下、本橋脚という）とは、複数本の鋼管柱を橋軸方向および橋軸直角方向に履歴型ダンパー機能を有するせん断リンクで連結した構造を有する橋脚である。本橋脚は、死荷重や活荷重などの鉛直荷重を主部材である鋼管柱で支持し、地震慣性力などの水平荷重に対しては非主部材であるせん断リンクで抵抗する。地震時の損傷をせん断リンク内のせん断パネルに集約する損傷制御構造の採用により、主部材である鋼管柱を健全に保つことができるため、地震後直ちに緊急車両および普通車両を通行させることが可能となる。また、復旧が必要な場合でも、せん断パネルを取替えるだけで元構造に戻すことができるため地震時ライフサイクルコストを低減することができる。

本研究では、本橋脚の実用化に向けて、性能設計体系に基づき地震時要求性能を規定し、既往の実験・解析を整理・分析することで健全度評価方法を示した。また、本橋脚の橋脚高さ、上部構造重量、橋脚形式、入力地震動の特性等の設計条件の差異が本橋脚の地震応答特性に与える影響についてパラメータスタディによって評価した。その結果、橋脚幅に対して橋脚が高く、かつ極端に上部構造重量が大きいケースにおいて、せん断パネルよりも先に鋼管基部が降伏するケースが見受けられた一方、それ以外のほとんどのケースにおいて、主構造である鋼管基部よりせん断パネルが先行して降伏する機構、すなわち損傷制御構造となっていることを明らかにした。また、せん断パネルの寸法、アスペクト比、繰返し荷重、鋼管との継手種別が、せん断パネルの損傷過程や終局モードに与える影響を評価するために実大せん断パネルを用いた正負交番載荷実験を行った。その結果、せん断パネルの寸法の大きさは、損傷過程や終局モードに影響を与えること、また、アスペクト比が小さい方がせん断パネルの面外変形が抑えられるため、安定したエネルギー吸収能を示すことが明らかとなった。

さらに、本橋脚の基礎構造の合理化を目的とし、杭基礎一体型鋼管集成橋脚を提案した。耐荷特性や変形能を評価するために、従来型のフーチングや地中梁の有無をパラメータとしたモデルを対象に、ブッシュオーバー解析を行った結果、杭基礎一体型は従来のフーチング形式よりも初期剛性が小さく、耐荷力も低い。せん断パネルの降伏発生時点から鋼管が降伏に達するまでに余裕があるため、せん断パネルのエネルギー吸収効果による鋼管の損傷度の低減が期待できる構造であることを明らかにした。時刻歴応答解析の結果からは、基礎の最大押込み力は、フーチング形式ではフーチングの自重が杭基礎に付加されるのに対して、杭基礎一体型ではフーチングがないため杭基礎への押込み力が軽減されることが明らかとなった。また、杭体の最大ひずみはフーチング形式よりも杭基礎一体型の方が大きくなる傾向を示したが、地中梁を設置することが杭体のひずみを抑制できることを示した。また、杭基礎一体型鋼管集成橋脚は液状化流動力に対して必要な抵抗特性を有していることを明らかにした。また、杭基礎一体型鋼管集成橋脚を対象とし、各性能水準に応じた構造の初期コストおよび地震時リスクを評価した上で、地震時ライフサイクルコストが最小となる最適な性能水準について、リスクマネジメントの手法を用いた評価を行った。杭基礎一体型鋼管集成橋脚では、初期建設費用に対して、リスクによる損失の占める割合が全体的に大きいこと、また、社会的割引率 4%を考慮した場合では、地震性能 IIa のライフサイクルコストが最も安価であり、最適な水準の構造であることを示した。

なお、本研究の成果を踏まえ、鋼管集成橋脚は阪神高速道路の海老江ジャンクションの PD4 橋脚として実際に架設され、同ジャンクションは 2013 年 5 月に供用している。



溶接作業性の確認のための実物大模型



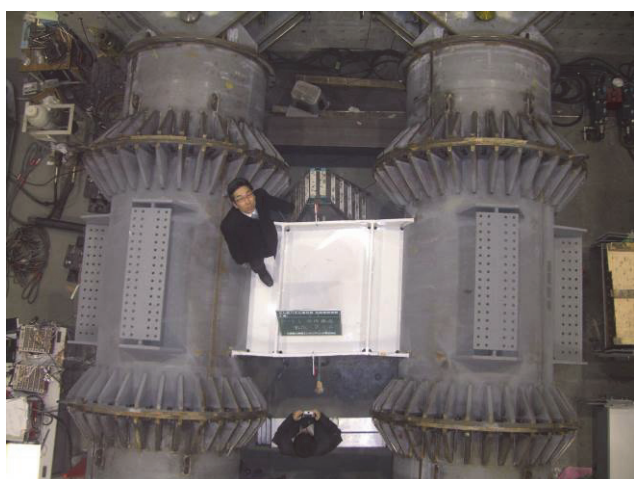
実物大模型を用いた溶接作業性の確認状況



鋼管柱（上部構造との接続部）製作状況



鋼管柱（基部ブロック）の仮組立状況



実大せん断パネルの実験状況



実大せん断パネルの公開実験風景



架設現場に搬入されたせん断パネル



鋼管ブロックの架設状況



3段目まで架設された状況



京都大学杉浦研究室一行を迎えて現地見学



土研・3高速道路会社会議における現地見学



上部構造と接合された鋼管集成橋脚



完成した鋼管集成橋脚



2013 年 5 月に供用した阪神高速道路・海老江ジャンクション

用語の定義

A. 設計，地震動に関する用語

- **損傷制御設計**：点検，補修のできるだけ容易な部材を損傷制御部材として定め，主たる損傷制御部材に免震，制震技術を活用し橋全体の応答制御を行う．これにより主構造部材の損傷を回避する．この設計により成立する構造を損傷制御構造と呼ぶ．本論文で対象とする損傷制御部材は，せん断パネルである．
- **ライフサイクルコスト (LCC)**：本論文では地震に着目し，地震の規模，発生確率，路線の重要性，社会的影響や復旧性等から，橋の供用期間等長期にわたるリスクと投資を総合的に評価したコストをいう．地震時ライフサイクルコストも同じ意味に用いる．
- **性能**：機能を果たすために構造物が持たなければならない種々の性能及び能力．
- **機能**：一般国民が目的に適合するよう構造物に期待する役割．
- **要求性能**：機能的要求を満足するために，橋および各構造要素に保有すべきであると要求された性能
- **要求性能マトリックス**：構造物の重要度及び地震外力に応じて，構造物に付与すべき耐震性能を設計者が選択する時に用いるチャート．
- **構造弾性範囲**：部材には局所的に塑性化（初期の部分塑性）が生じるものの，構造体としては弾性的に挙動し，耐力および変形能に対して健全性を損なわれない状態のこと．
- **変形能**：構造材料，構造部材，構造物が外力を受け，終局状態に至るまでに変形できる性能．
- **損傷度**：構造物の地震後の使用性を示す損傷の度合いで，構成部材・部品の健全度によって定められる．
- **部材健全度**：部材の地震後の使用性を示す損傷の度合いで，健全度 1（無損傷），健全度 2（軽微な損傷，補修可能），健全度 3（限定的な損傷，補強可能），健全度 4（大損傷，取替え必要）の 4 段階を考える．
- **地震ハザードカーブ**：対象とする地点において，将来の特定期間内に予測される地震動の強さとそれを超える確率の関係を算定し，ハザードカーブとして表現したもの．
- **部材損傷度曲線**：各部材の地震動の強さと応力比などの損傷程度を関連づけた曲線
- **期待損失額（リスク）**：部材損傷度曲線を用いて求められる損傷確率と被害額の乗算，本論文では，復旧費用（構造損失），料金減収（営業損失），人的被害損失，走行時間損失を対象としている．
- **レベル 1 地震動**：橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動．比較的生じる可能性の高い中規模程度の地震による地震動．
- **レベル 2 地震動**：橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動．

B. 解析に関する用語

- **幾何学的非線形解析**：変形による構造物の幾何学形状の変化や釣り合い式やひずみ－変位関係において考慮した解析。有限変位解析ともいう。
- **材料非線形解析**：材料の応力とひずみの関係における非線形性を考慮した解析。一般には材料の降伏後の挙動を考慮した解析のこと。
- **複合非線形解析**：幾何学的非線形性と材料非線形性をともに考慮した解析。
- **プッシュオーバー解析**：上部構造重量を一定に保ち、慣性力に相当する水平荷重を単調に増大させて行う骨組構造物の弾塑性静的解析。
- **時刻歴応答解析**：地震による構造物の応答を入力地震動の時刻歴に応じて逐次数値積分等により求める解析法。
- **構成則**：応力－ひずみ関係の繰返し負荷、除荷のルールを規定する法則。
- **ファイバーモデル**：梁要素をファイバーの束としてとらえ、各ファイバーに対して一軸の応力－ひずみ関係を与えるモデル。直応力と直ひずみの関係に材料非線形性を考慮する場合は、せん断変形に関しては弾性とし、せん断応力とせん断ひずみの関係にのみ材料非線形性を考慮する場合は、直応力方向の変形に関しては弾性と仮定している。
- **履歴ループ**：載荷と除荷を繰り返した場合の応力（荷重）とひずみ（変位）を示す曲線が描くループ。

C. 構造に関する用語

- **鋼管集成橋脚**：鋼管複数本組を基本単位に利用し、これら鋼管複数本を、履歴型ダンパー機能を有するせん断リンクによりひとつの柱とした構造であり、材料コストの縮減、地震時のエネルギー吸収、せん断リンクの取り替えによる復旧性の向上を図った橋脚。
- **せん断リンク（横つなぎ材）**：鋼管集成橋脚において鋼管を水平方向に接続し、主としてせん断力を伝える部材。鋼管集成橋脚ではせん断リンクに履歴型ダンパー機能を有するせん断パネルを組み込む。
- **せん断パネル**：低降伏点鋼等の鋼材を用いたパネルがせん断降伏することにより地震エネルギーを吸収し、地震時の応答を低減させる鋼製ダンパー。
- **主部材（一次部材）**：主要な構造部分を構成する部材。鋼管集成橋脚では、主として鋼管柱や鋼管杭。
- **非主部材（二次部材）**：主要な構造部分を構成する部材（一次部材）以外の部材。鋼管集成橋脚では、主としてせん断パネルを組み込んだせん断リンク。
- **低降伏点鋼**：公称降伏応力が 225MPa（LY225 の場合）で降伏応力が狭い範囲で保証された鋼材。
- **低サイクル疲労**：数百回の繰返しにより生じる疲労破壊。耐震上、問題となるのは数回～数十回の繰返しである。

記号の定義

第2章 鋼管集成橋脚の地震時要求性能と健全度評価方法

D, ϕ : 鋼管径(mm)
 t : 鋼管の板厚(mm)
 P_y : 鋼管柱の降伏軸力(kN)
 σ_y : 鋼材の降伏応力度(N/mm²)
 δ_y : 基準変位(mm)
 ε_b : 曲げモーメントにより発生する鋼管のひずみ
 ε_n : 軸力により発生する鋼管のひずみ
 ε_y : 降伏ひずみ
 ε_c : 鋼管の圧縮縁のひずみ
 ε_t : 鋼管の引張縁のひずみ
 h : 橋脚高さ(mm)
 N : 鋼管組杭の軸力(kN)
 N_y : 鋼管組杭の降伏軸力(kN)
 ε_a : 鋼管の許容ひずみ
 R_t : 鋼管の径厚比パラメータ
 R : 板厚中心位置の半径(mm)
 L : さや管の長さ(mm)

第3章 鋼管集成橋脚の地震応答特性

ϕ : 鋼管径(mm)
 t : 鋼管の板厚(mm)
 R_t : 鋼管の径厚比パラメータ
 b_w : セン断パネル高さ(mm)
 t_w : セン断パネルの板厚(mm)
 σ_s : 鋼材の応力度(N/mm²)
 ε_s : 鋼材のひずみ
 E : ヤング係数(N/mm²)
 σ_y : 鋼材の降伏応力度(N/mm²)
 ε_y : 鋼材の降伏ひずみ
 σ_c : コンクリートの応力度(N/mm²)
 ε_c : コンクリートのひずみ
 σ_{ck} : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

ε_0 : コンクリートの最大圧縮応力に達する時のひずみ

E_0 : コンクリートの初期弾性係数(N/mm²)

τ_s : セン断パネルのせん断応力度(N/mm²)

γ_s : セン断パネルの降伏せん断ひずみ

G : 鋼材のせん断弾性係数(N/mm²)

τ_y : 鋼材の降伏せん断応力度(N/mm²)

γ_y : 鋼材の降伏せん断ひずみ

P : 鋼管柱の軸力(kN)

P_y : 鋼管柱の降伏軸力(kN)

Δt : 時刻歴応答解析における計算時間間隔(s)

B : 2本の鋼管の外サイズ(mm)

h : 橋脚高さ(mm)

W_0 : 上部構造の基本重量(kN)

h : 減衰定数

R_{rw} : セン断パネルの幅厚比パラメータ

G_0 : セン断パネルの初期せん断剛性(N/mm²)

G_E : セン断パネルの等価せん断剛性(N/mm²)

第4章 鋼管集成橋脚の実大せん断パネルの力学的特性

D : セン断パネル高さ(mm)

t_w : セン断パネルの板厚(mm)

R_{rw} : セン断パネルの幅厚比パラメータ

α : セン断パネルのアスペクト比

a : セン断パネルの高さ(mm)

b : セン断パネルの幅(mm)

E : ヤング係数(N/mm²)

ν : ポアソン比

τ_y : 降伏せん断応力度(N/mm²)

k_τ : 座屈係数

δ_y : 基準変位(mm)

CID : 累積塑性ひずみ

γ_{pi} : i サイクル目におけるせん断ひずみ

第5章 杭基礎一体型鋼管集成橋脚の構造提案と地震応答特性

ϕ : 鋼管径(mm)

D_{sp} : 柱径(mm)

D_{sp} : 杭径(mm)
 D_{sc} : 固化体径(mm)
 R_t : 鋼管の径厚比パラメータ
 P : 橋脚柱の軸力(kN)
 P_y : 橋脚柱の降伏軸力(kN)
 b_w : せん断パネル高さ(mm)
 t_w : せん断パネルの板厚(mm)
 γ : 土の単位体積重量(kN/m³)
 γ' : 土の水中単位体積重量(kN/ m³)
 c : 土の粘着力(kN/ m²)
 ϕ : 土のせん断抵抗角(°)
 E_0 : 土の変形係数(kN/ m²)
 σ_s : 鋼材の応力度(N/mm²)
 ε_s : 鋼材のひずみ
 E : ヤング係数(N/mm²)
 σ_y : 鋼材の降伏応力度(N/mm²)
 ε_y : 鋼材の降伏ひずみ
 σ_c : コンクリートの応力度(N/mm²)
 ε_c : コンクリートのひずみ
 σ_{ck} : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)
 ε_0 : 最大圧縮応力に達する時のひずみ
 E_0 : 初期弾性係数(N/mm²)
 τ_s : せん断パネルのせん断応力度(N/mm²)
 γ_s : せん断パネルの降伏せん断ひずみ
 G : 鋼材のせん断弾性係数(N/mm²)
 τ_y : 鋼材の降伏せん断応力度(N/mm²)
 γ_y : 鋼材の降伏せん断ひずみ
 P_e : 杭の水平方向地盤抵抗特性における上限値(kN/ m³)
 K_h : 水平方向地盤反力係数(kN/ m³)
 D_e : 土質定数の低減係数 (液状化考慮)
 f : 杭の鉛直地盤抵抗特性における上限値(kN/ m³)
 K_{sv} : 杭周面の鉛直方向地盤反力係数(kN/ m³)
 K_v : 杭先端の鉛直方向地盤反力係数(kN/ m³)
 q_d : 杭先端の極限支持力度(kN/ m²)
 P_y : 降伏荷重(kN/ m³)
 K_1 : 初期ばね定数(kN/ m³)

K_2 : 除荷時のばね定数(kN/m^3)

α : プッシュオーバー解析における水平震度

α_{sy} : セン断パネルの降伏水平震度

α_{py} : 鋼管柱又は鋼管杭の降伏水平震度

δ_{sy} : セン断パネルの降伏変位(mm)

δ_{py} : 鋼管柱又は鋼管杭の降伏変位(mm)

h : 減衰定数

q_{NL} : 非液化化層中にある構造部材に作用する深さ $x(\text{m})$ の位置の単位面積当りの流動力 (kN/m^2)

q_L : 液化化層中にある構造部材に作用する深さ $x(\text{m})$ の位置の単位面積当りの流動力(kN/m^2)

c_s : 水際線からの距離による補正係数であり, 本研究では1.0とする.

c_{NL} : 非液化化層中の流動力の補正係数 (液化化指数 P_L より算出し 1.0 とする.)

c_L : 液化化層中の流動力の補正係数(=0.3)

K_p : 受働土圧係数

γ_L : 液化化層中の平均単位体積重量(kN/m^3)

x : 地表面からの深さ(m)

C_f : 被害額(円)

C_R : 復旧費用 (構造損失) (円)

C_T : 料金徴収 (営業損失) (円)

C_L : 人的被害損失(円)

C_U : 走行時間損失(円)

C_{Ts} : 大損傷の場合の料金徴収 (営業損失) (円)

C_{Tm} : 中損傷の場合の料金徴収 (営業損失) (円)

C_{Ta} : 小損傷の場合の料金徴収 (営業損失) (円)

Q : 交通量(台/日)

ΔT : 旅行時間の増分(分)

α_T : 時間価値原単位(円/分・台)

C_{Us} : 大損傷の場合の走行時間損失(円)

C_{Um} : 中損傷の場合の走行時間損失(円)

C_{Ua} : 小損傷の場合の走行時間損失(円)

$C_f(p)$: 超過確率 p に対するリスク

C_0 : 初期建設費用(円)

N : 評価期間

i : 年

r : 社会的割引率

図，表及び写真の一覧

第1章 序論

図-1.1 鋼管集成橋脚の構造.....	2
図-1.2 性能設計に基づく鋼管集成橋脚の技術戦略.....	3
図-1.3 本論文の構成.....	5

第2章 鋼管集成橋脚の地震時要求性能と健全度評価方法

図-2.1 要求性能マトリクス（道路橋示方書[2-4]）.....	10
図-2.2 要求性能マトリクス（JSSC ガイドライン[2-5]）.....	11
図-2.3 要求性能マトリクス（鋼管集成橋脚）.....	11
図-2.4 部材健全度のイメージ.....	13
図-2.5 供試体模型（単位：mm）.....	16
図-2.6 荷重－水平変位関係.....	16
図-2.7 荷重－鋼管のひずみ関係（試験体 No.1）.....	17
図-2.8 鋼管基部の損傷状況（No.1 試験体）.....	17
図-2.9 鋼管ひずみ比－降伏変位比の関係.....	18
図-2.10 鋼管ひずみ比－降伏変位比の関係（ $10\delta_y$ まで）.....	18
図-2.11 試験概要.....	19
図-2.12 水平荷重－水平変位関係（杭頭 1D コンクリート中詰め無し）.....	19
図-2.13 水平荷重－鋼管基部のひずみ関係（杭頭 1D コンクリート中詰め無し）.....	20
図-2.14 水平荷重－水平変位関係（杭頭 1D コンクリート中詰め）.....	20
図-2.15 水平荷重－鋼管基部のひずみ関係（杭頭 1D コンクリート中詰め）.....	21
図-2.16 解析モデル.....	21
図-2.17 水平荷重－水平変位関係と水平変位分布.....	22
図-2.18 頭部残留変位－最大履歴ひずみ比の関係（高さ $h=20m$ ）.....	23
図-2.19 頭部残留変位－最大履歴ひずみ比の関係（ $N/N_y=0$ ）.....	23
図-2.20 残留変位比と最大履歴ひずみ比.....	24
図-2.21 残留変位比と最大履歴ひずみ比（ $N/N_y=0$ ）.....	24
図-2.22 試験要領.....	26
図-2.23 载荷ステップ.....	27
図-2.24 中央パネルのせん断応力度－せん断ひずみ関係（全体のせん断変形角 3%まで）.....	27
図-2.25 中央パネルのせん断応力度－せん断ひずみ関係.....	27

表-2.1 耐震性能水準の比較.....	12
表-2.2 部材健全度マトリクス.....	13
表-2.3 地震性能Ⅰに対する照査方法.....	13
表-2.4 地震性能Ⅱaに対する照査方法.....	14
表-2.5 地震性能Ⅱbに対する照査方法.....	14
表-2.6 地震性能Ⅲに対する照査方法.....	15
表-2.7 検討ケース.....	19
表-2.8 解析ケース.....	22
表-2.9 試験体ケース.....	26

第3章 鋼管集成橋脚の地震応答特性

図-3.1 対象構造.....	32
図-3.2 横つなぎ材構造図（基本モデル）.....	32
図-3.3 解析モデル（単柱形式）.....	33
図-3.4 材料構成則.....	33
図-3.5 非線形時刻歴応答解析入力地震波.....	34
図-3.6 入力地震波加速度応答スペクトル.....	35
図-3.7 橋脚高さケース（単柱形式）.....	35
図-3.8 プッシュオーバー解析結果（単柱式）.....	37
図-3.9 橋脚天端の最大応答変位.....	38
図-3.10 橋脚天端の最大応答加速度.....	39
図-3.11 鋼管基部の最大引張ひずみ.....	39
図-3.12 鋼管基部の最大圧縮ひずみ.....	39
図-3.13 セン断パネルの最大せん断ひずみ.....	39
図-3.14 各ケースの固有周期.....	41
図-3.15 固有周期（ $B/h=1/8.75$, $W_0 \times 1.5$ の場合）と加速度応答スペクトル.....	41
図-3.16 セン断パネル降伏後の等価剛性の設定（ $B/h=1/8.75$, $W_0 \times 1.5$ の場合）.....	42
図-3.17 橋脚天端の最大応答変位.....	42
図-3.18 橋脚天端の最大応答加速度.....	42
図-3.19 鋼管基部の最大引張ひずみ.....	43
図-3.20 鋼管基部の最大圧縮ひずみ.....	43
図-3.21 セン断パネルの最大せん断ひずみ.....	43
図-3.22 解析モデル.....	44
図-3.23 セン断パネルのモデル化による影響.....	45
図-3.24 鋼管集成橋脚モデル（ラーメン形式）（単位：mm）.....	46

図-3.25 プッシュオーバー解析結果（ラーメン形式）	47
図-3.26 非線形時刻歴応答解析結果（ラーメン形式）（その１）	48
図-3.27 非線形時刻歴応答解析結果（ラーメン形式）（その２）	49
図-3.28 固有周期（ラーメン形式）	50
図-3.29 ラーメン形式の固有周期と入力地震波の加速度応答スペクトル.....	50
図-3.30 海老江ジャンクション位置図.....	51
図-3.31 海老江ジャンクション暫定整備時パース	51
図-3.32 鋼管集成橋脚構造図（概略検討時点）（単位：mm）	52
図-3.33 横つなぎ材構造図（概略検討時点）（単位：mm）	53
図-3.34 全体系 3 次元骨組みモデル	53
図-3.35 PD4 橋脚 3 次元骨組みモデル	54
図-3.36 材料構成則.....	54
図-3.37 地震波入力方向と各鋼管の位置関係	56
図-3.38 鋼管基部（鋼管①，④）の応答断面力	57
図-3.39 各段のせん断パネルの応力－ひずみ履歴	58
図-3.40 荷重載荷ケース	59
図-3.41 荷重－水平変位曲線.....	60
図-3.42 ねじりモーメント－ねじり角度の関係	60
図-3.43 曲げ＋ねじりモーメント－水平変位関係	61
図-3.44 解析モデル	61
図-3.45 荷重－水平変位関係	62
図-3.46 各モデルの変形図（水平震度 $K_h=1.0$ ）	62
図-3.47 せん断パネルのエネルギー吸収量の累積時刻歴	63
図-3.48 せん断応力－せん断ひずみ関係	64
図-3.49 せん断パネルのエネルギー吸収量(10^3J)（１段目（下段）ダンパー変更なし）	65
図-3.50 せん断パネルのエネルギー吸収量(10^3J)（２・３段目（上中段）ダンパー変更なし）	66
図-3.51 鋼管基部の最大応答圧縮ひずみとせん断パネルのエネルギー吸収量(10^3J)	66
図-3.52 元構造の構造改善方針	67
図-3.53 検討項目の組合せケース	68
図-3.54 各鋼管の各位置における最大応答ひずみ 系列１）	69
図-3.55 各鋼管の各位置における最大応答ひずみ 系列２）	70
図-3.56 ３段と４段の場合の解析モデル	71
図-3.57 各鋼管の各位置における最大応答ひずみ 系列３）	72
図-3.58 ３段と４段の場合の鋼管基部の断面力	72
図-3.60 各鋼管の各位置における最大応答ひずみ 系列４）	74
図-3.60 せん断パネルの応力－ひずみ履歴（ケース 9）	74

図-3.61 鋼管基部（鋼管①，④）の応答断面力	75
図-3.62 荷重－変位曲線（元構造とケース 9）	76
図-3.63 各震度における全体変形，ひずみコンター図（元構造）	77
図-3.64 各震度における鋼管基部のひずみコンター図（元構造）	77
図-3.65 各震度における全体変形，ひずみコンター図（ケース 9）	77
図-3.66 各震度における鋼管基部のひずみコンター図（ケース 9）	77

表-3.1 上部構造重量ケース（単柱形式）	36
表-3.2 鋼管集成橋脚構造諸元（単柱形式 基本モデル）	36
表-3.3 上部構造重量ケース（ラーメン形式）	46
表-3.4 各鋼管の各位置における最大応答ひずみ	56
表-3.5 鋼管集成橋脚と鋼製橋脚の仕様	59
表-3.6 各せん断パネルのエネルギー吸収量	63
表-3.7 せん断パネルのエネルギー吸収量(10^3J)（1 段目（下段）ダンパー変更なし）	65
表-3.8 せん断パネルのエネルギー吸収量(10^3J)（2・3 段目（上中段）ダンパー変更なし） ..	65
表-3.9 構造改善方針に基づく検討項目	67
表-3.10 各イベント発生時における震度と変位の関係	76

第 4 章 鋼管集成橋脚の実大せん断パネルの力学的特性

図-4.1 実験セットアップ要領（単位：mm）	83
図-4.2 実験セットアップ状況	83
図-4.3 供試体寸法図（単位：mm）	84
図-4.4 载荷ステップ	86
図-4.5 面外たわみ量（単位：mm）	87
図-4.6 荷重－载荷点位置における水平変位関係	88
図-4.7 幅厚比パラメータとせん断パネルの対角線長の関係および各供試体の終局モード ...	105
図-4.8 エネルギー吸収量の推移	106
図-4.9 せん断パネル中央部における面外変形量の推移	106
図-4.10 エネルギー吸収量の推移（サイクル毎）	107
図-4.11 ウェブ面の相対変位量	108
図-4.12 フランジ面の相対変位量	108
図-4.13 剥離部の面積算出手順（Case4 の $8\delta_y$ のスケッチ例）	109
図-4.14 塗膜剥離部の面積(Case2)	110
図-4.15 塗膜剥離部のスケッチ(Case3)	111
図-4.16 塗膜剥離部のスケッチ(Case4)	112

図-4.17 塗装の剥離面積と累積塑性変形量(CID)の関係.....	113
表-4.1 供試体諸元.....	84
表-4.2 低降伏点鋼の材料試験結果.....	85
表-4.3 せん断パネルの塗装仕様.....	85
表-4.4 各供試体の実験結果.....	101
表-4.5 主な損傷過程と終局モード.....	103
表-4.6 既往の研究および本研究におけるせん断パネル供試体諸元と終局モード.....	104
写真-4.1 面外変形量の計測方法.....	87
写真-4.2 せん断パネルの各サイクルの変形状態(Case2).....	92
写真-4.3 せん断パネルの各サイクルの変形状態(Case3).....	96
写真-4.4 せん断パネルの各サイクルの変形状態(Case4).....	101
第5章 杭基礎一体型鋼管集成橋脚の構造提案と地震応答特性	
図-5.1 鋼管集成橋脚構造図.....	118
図-5.2 昭和大橋旧橋 P ₆ 断面図.....	121
図-5.3 昭和大橋旧橋一般図.....	122
図-5.4 昭和大橋新橋一般図.....	122
図-5.5 検討ケースモデル (単位:m)	123
図-5.6 横つなぎ材構造図 (単位:mm)	125
図-5.7 鋼管柱－鋼管杭接続部.....	125
図-5.8 杭基礎一体型鋼管集成橋脚解析モデル (ケース 4) 単位 : mm	126
図-5.9 材料構成則.....	127
図-5.10 杭の地盤抵抗特性.....	127
図-5.11 杭の地盤抵抗特性における履歴モデル	127
図-5.12 水平震度 α －橋脚天端水平変位関係.....	129
図-5.13 橋軸方向 1 次の振動モードと固有周期	130
図-5.14 入力地震動の加速度波形.....	130
図-5.15 加速度応答スペクトルと固有周期の関係	131
図-5.16 橋脚天端の水平変位時刻歴.....	132
図-5.17 杭頭部の水平変位時刻歴.....	132
図-5.18 杭頭部の鉛直変位時刻歴.....	132
図-5.19 最大応答変位時の変形モードおよび橋脚天端における最大応答変位 (変形倍率 10 倍)	133

図-5.20 鋼管柱基部の最大ひずみ (ϵ_y : 降伏ひずみ)	134
図-5.21 最大変形時のひずみコンター図	134
図-5.22 せん断パネルのエネルギー吸収量	134
図-5.23 各ケースのせん断パネルの応力-ひずみ関係	135
図-5.24 杭頭部の最大引抜き力および最大押込み力	136
図-5.25 杭頭部の最大ひずみ (ϵ_y : 降伏ひずみ)	136
図-5.26 杭頭部の最大変位	136
図-5.27 流動力に対する照査モデル	138
図-5.28 基礎天端の変位	139
図-5.29 変形図 (変形倍率 10 倍)	139
図-5.30 検討対象地点	140
図-5.31 地震ハザード曲線	141
図-5.32 一様ハザードスペクトル	141
図-5.33 対象構造と主構造のひずみと損傷度の関係	143
図-5.34 部材損傷度曲線	143
図-5.35 地震性能 I を満足する構造における 50 年超過確率 p とリスク損失額の関係	148
図-5.36 地震性能 IIa を満足する構造における 50 年超過確率 p とリスク損失額の関係	149
図-5.37 地震性能 IIb を満足する構造における 50 年超過確率 p とリスク損失額の関係	150
図-5.38 地震性能 III を満足する構造における 50 年超過確率 p とリスク損失額の関係	151
図-5.39 設計入力地震動	152
図-5.40 性能構造別のライフサイクルコスト比率	158
図-5.41 性能構造別のリスク比率	158
表-5.1 概算工費と工期の比較	118
表-5.2 昭和大橋の概要	120
表-5.3 検討ケース諸元	123
表-5.4 地盤条件	124
表-5.5 杭の水平方向・鉛直方向地盤抵抗特性	128
表-5.6 杭先端の鉛直方向地盤抵抗特性	128
表-5.7 せん断パネルの降伏変位 (δ_y) に対する鋼管柱または鋼管杭の降伏変位 (δ_{py}) 倍率 (δ_{py}/δ_y)	129
表-5.8 地盤条件	138
表-5.9 流動力に対する検討ケース	138
表-5.10 各 50 年超過確率における最大速度	141
表-5.11 地震時性能水準の機能的要求と要求性能	142
表-5.12 要求性能の比較	142

表-5.13 照査項目と照査値.....	142
表-5.14 損傷度と復旧方針.....	144
表-5.15 料金減収.....	145
表-5.16 人的被害額.....	145
表-5.17 迂回による時間損失と日当たり走行時間損失.....	146
表-5.18 初期建設費用の総括.....	152
表-5.19 地震性能Ⅰを満足する構造における鋼管集成橋脚の概算工事費.....	153
表-5.20 地震性能Ⅱaを満足する構造における鋼管集成橋脚の概算工事費.....	154
表-5.21 地震性能Ⅱbを満足する構造における鋼管集成橋脚の概算工事費.....	155
表-5.22 地震性能Ⅲを満足する構造における鋼管集成橋脚の概算工事費.....	156
表-5.23 性能構造別のライフサイクルコスト比率.....	157
表-5.24 性能構造別のリスク比率.....	158
 写真-5.1 昭和大橋の被災状況.....	 120

第6章 結論

写真-6.1 海老江ジャンクションで完成した鋼管集成橋脚.....	166
-----------------------------------	-----

目次

第 1 章 序論	1
1.1 鋼管集成橋脚の技術コンセプト	1
1.2 研究課題と本論文の構成	3
第 1 章 参考文献	6
第 2 章 鋼管集成橋脚の地震時要求性能と健全度評価方法	9
2.1 概説	9
2.2 要求性能	9
2.3 部材健全度	12
2.4 部材健全度照査法	13
2.4.1 地震性能Ⅰに対する照査方法	13
2.4.2 地震性能Ⅱaに対する照査方法	14
2.4.3 地震性能Ⅱbに対する照査方法	14
2.4.4 地震性能Ⅲに対する照査方法	15
2.5 鋼管柱の許容ひずみの検討	15
2.5.1 鋼管集成橋脚の全体系模型実験からの検討	15
2.5.2 鋼管組杭試験からの検討	18
2.5.3 解析的検討	21
2.5.4 既往の技術基準	24
2.5.5 鋼管柱の各健全度に応じた許容値	25
2.6 せん断パネルの許容せん断ひずみの検討	26
2.6.1 試験概要	26
2.6.2 せん断パネルのせん断応力度－せん断ひずみ関係	27
2.6.3 せん断パネルの各健全度に応じた許容せん断ひずみ	27
2.7 まとめ	28
第 2 章 参考文献	29
第 3 章 鋼管集成橋脚の地震応答特性	31
3.1 概説	31
3.2 橋脚単体モデルにおける地震応答特性の評価	31
3.3 解析条件	32
3.3.1 解析モデル	32
3.3.2 材料構成則	33

3.3.3 解析方法	34
3.4 単柱形式の地震応答特性の検討	35
3.4.1 基本パラメータ	35
3.4.2 プッシュオーバー解析	36
3.4.3 非線形時刻歴応答解析結果	38
3.5 ラーメン形式の地震応答特性の検討	45
3.5.1 検討条件	45
3.5.2 プッシュオーバー解析結果	46
3.5.3 非線形時刻歴応答解析結果	47
3.6 橋脚全体系モデルにおける地震応答特性の評価	50
3.6.1 検討条件	50
3.6.2 概略検討時の構造の分析	52
3.6.3 ねじり剛性検討	58
3.6.4 上部構造による拘束条件の影響検討	61
3.6.5 せん断パネル剛性の最適化	63
3.6.6 橋梁全体系における耐震性能向上検討	66
3.7 まとめ	78
第3章 参考文献	80
第4章 鋼管集成橋脚の実大せん断パネルの力学的特性	81
4.1 概説	81
4.2 実験条件	82
4.2.1 実験供試体	82
4.2.2 載荷方法	86
4.2.3 計測方法	86
4.2.4 せん断パネルの初期たわみ	86
4.3 実験結果	88
4.3.1 各 Case の損傷過程と終局モード	88
4.3.2 せん断パネルの寸法の影響	104
4.3.3 せん断パネルのアスペクト比の影響	105
4.3.4 せん断パネルに対する繰返し荷重の影響	107
4.3.5 せん断パネルの接合方法の影響	107
4.3.6 せん断パネル面の塗膜の剥離面積による損傷度評価	109
4.4 まとめ	113
第4章 参考文献	115

第5章 杭基礎一体型鋼管集成橋脚の構造提案と地震応答特性.....	117
5.1 概説.....	117
5.2 パイルベント構造を有する橋の被災事例	119
5.2.1 昭和大橋の被災概要	119
5.2.2 被災原因の分析	120
5.2.3 昭和大橋と提案構造の比較検討	121
5.3 対象橋脚.....	122
5.3.1 検討ケース	122
5.3.2 検討条件.....	123
5.3.3 解析モデル	125
5.4 プッシュオーバー解析.....	128
5.4.1 解析条件.....	128
5.4.2 解析結果.....	128
5.5 時刻歴応答解析.....	129
5.5.1 固有値解析.....	130
5.5.2 解析条件.....	130
5.5.3 解析結果.....	131
5.6 液状化流動力に対する検討	137
5.6.1 検討条件.....	137
5.6.2 検討結果.....	138
5.7 地震リスク評価.....	140
5.7.1 リスクマネジメントと地震危険度解析	140
5.7.2 地震時における橋全体の機能的要求と部材別の要求性能.....	141
5.7.3 損傷度曲線.....	143
5.7.4 リスク評価.....	144
5.7.5 初期建設費用の算出	152
5.7.6 各構造別のライフサイクルコスト	157
5.8 まとめ.....	159
第5章参考文献.....	161
第6章 結論.....	163
謝辞.....	167
投稿論文.....	169
査読付き論文.....	169

その他の論文.....	169
-------------	-----

第1章 序論

1.1 鋼管集成橋脚の技術コンセプト

1995年の兵庫県南部地震において、我々は耐震設計された構造物の甚大な被害状況を目の当たりにした。また、倒壊などの致命的な状態にならなかった構造物においても、橋脚、支承、上部構造、基礎など、それぞれの橋において様々な部材に損傷が発生したことから、地震後の点検、調査、補修および復旧に多大な時間を要した。これらの教訓を踏まえると、損傷が発生することを許容する一方、損傷する箇所を予め設計で誘導し、その損傷が制御されたものであるならば、地震後の対応、つまり点検、復旧の観点からも合理的な設計であるといえる。これが損傷制御設計の概念である。

日本においては、建築分野では、和田らによって損傷制御設計論が展開され、損傷制御設計は2段階設計を是とするものの損傷の実態を発注者に明確にし、必要があればリスクマネジメントを取り入れる性能目標型の設計であるとしている[1-1]。具体的な構造として、塑性化部材を集中させ持続性を持つ構造部は弾性設計とし、一定以上の変形を惹起する地震に遭遇した損傷部の塑性化部品をサクリフェイス部材として交換すると明確に定義している。

このような、損傷をあらかじめ常時荷重を支持していない部材や装置に誘導するコンセプトは、土木分野においても、大地震時の塑性化による減衰機構を期待したラーメン橋脚の面内方向における梁の塑性化を考慮した設計法[1-2][1-3][1-4][1-5][1-6]が提案されている。またRC橋脚を複数の小規模な断面のRC柱により構成し、橋脚頭部から下部に設けた数组の鋼製トラスを介してハニカムダンパー[1-7]を設置する構造が提案され、歩道橋の橋脚として採用されている[1-8]。

既設長大橋の地震時性能向上策として、阪神高速湾岸線の港大橋では、低摩擦型すべり免震支承を用いた床組免震や座屈拘束ブレースを用いた制震構造が採用されている[1-9]。また、同湾岸線の天保山大橋では、主塔面内方向ブレース材の取り付け部にせん断パネルを用いた制震構造が採用されている[1-10][1-11][1-12]。新設長大橋へ損傷制御設計を適用した構造としては、San Francisco-Oakland Bay Bridge 東橋の主塔がある[1-13]。これは、4本の鋼製柱が複数のせん断リンクによって接合された構造であり、せん断リンクに設置されているせん断パネルが安定した弾塑性挙動をすることで履歴型ダンパーとして機能し主塔の応答を低減するものである。また、ニュージーランドの South Rangitikei 橋の橋脚は、中間はりをもつ門形フレームで、橋軸直角方向にロッキングする際に基部に設置したねじり板式ダンパーがエネルギー吸収する構造となっている[1-14]。

このような中、金治ら[1-15]は図-1.1に示すように鋼管4本組を基本単位に利用し、鋼管4本を履歴型ダンパー機能を有する横つなぎ材によりひとつの柱とした鋼管集成橋脚を提案した。本橋脚は、安価な材料、鋼材履歴減衰の有効利用、アンカーフレームの省略等をもとに考え出された構造であり、死荷重や活荷重などの鉛直荷重を主部材である鋼管柱で支持し、地震時慣性力などの水平荷重を2次部材である横つなぎ材で抵抗する。

図-1.2に性能設計に基づく本橋脚の技術戦略を示す。大規模地震時においては、損傷を横つなぎ材に集約する損傷制御構造の採用により、主部材である鋼管柱を健全に保つことができるため、地震後

直ちに緊急車両はもちろん普通車両も通行させることが可能となる。また、地震後の緊急点検時には他部材に先行して損傷する部材が定まっているため、点検する部材が限定される。また、せん断パネルに損傷度センシング機能を付加すれば、効率よく点検作業を行い、供用可否の判断を速やかに行うことができる。さらに、仮に復旧が必要な損傷を受けた場合でも、せん断パネルを取り替えるだけで元構造に戻ることができることから、地震時ライフサイクルコストの低減に寄与するものと考えられる。また、主部材である鋼管には、既製品であるスパイラル鋼管を採用し、径厚比を制御することで、内面の補剛材を省略することが可能となるため、製作加工が最小限で留まり、製作性の向上、コスト削減を図ることができる。さらに、4本それぞれの鋼管断面は比較的小さいため、製作時や架設・運搬時のひずみ・変形が生じづらく、現場で鋼管を架設していく際にも、ひずみ・変形の補正が必要ないため、急速施工が可能となる。この急速施工は都市内での狭隘な現場条件における交通規制時間の短縮に寄与できる。また、基礎構造との接続については、文献[1-16]を参考とし、鋼管を直接、フーチングやケーソン頂版と接続することから、アンカーフレームを省略することができる。以上より、本橋脚は安全性、供用性、修復性といった観点から高い耐震性能を有しつつ、製作性・施工性・経済性を向上することができる次世代スマートストラクチャといえる。

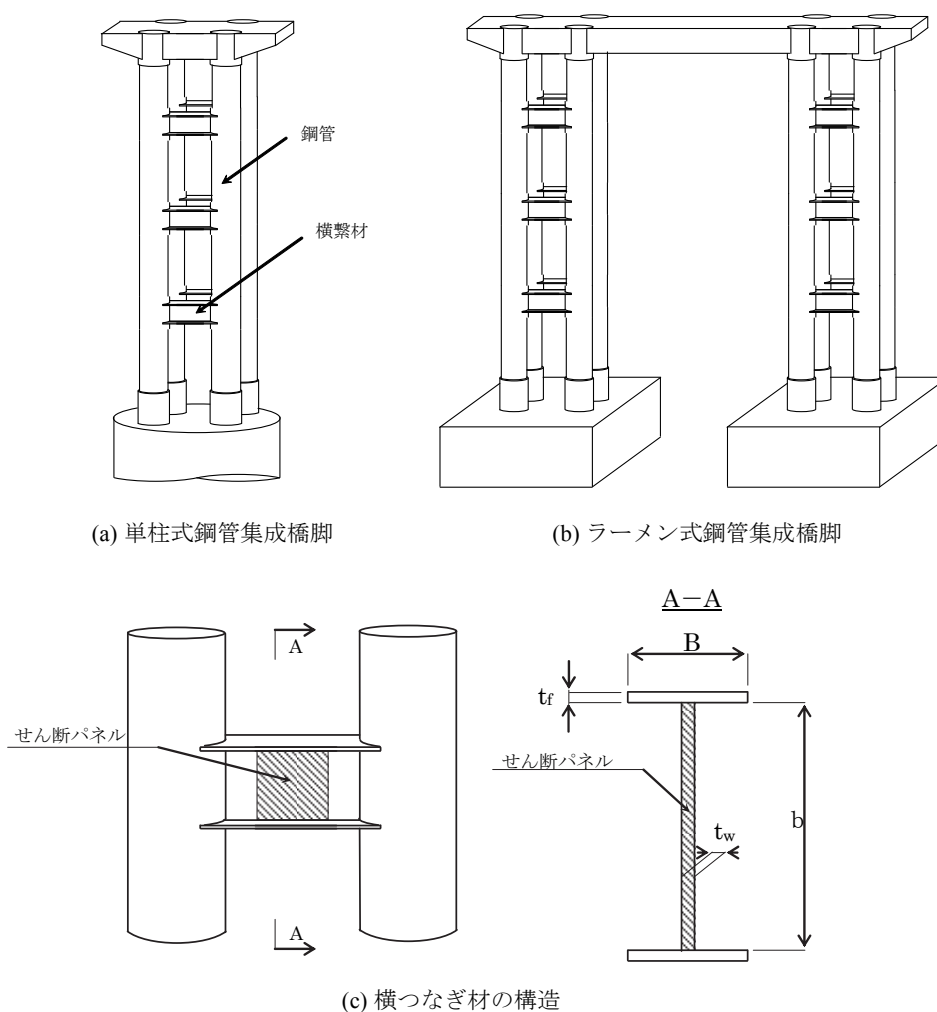


図-1.1 鋼管集成橋脚の構造

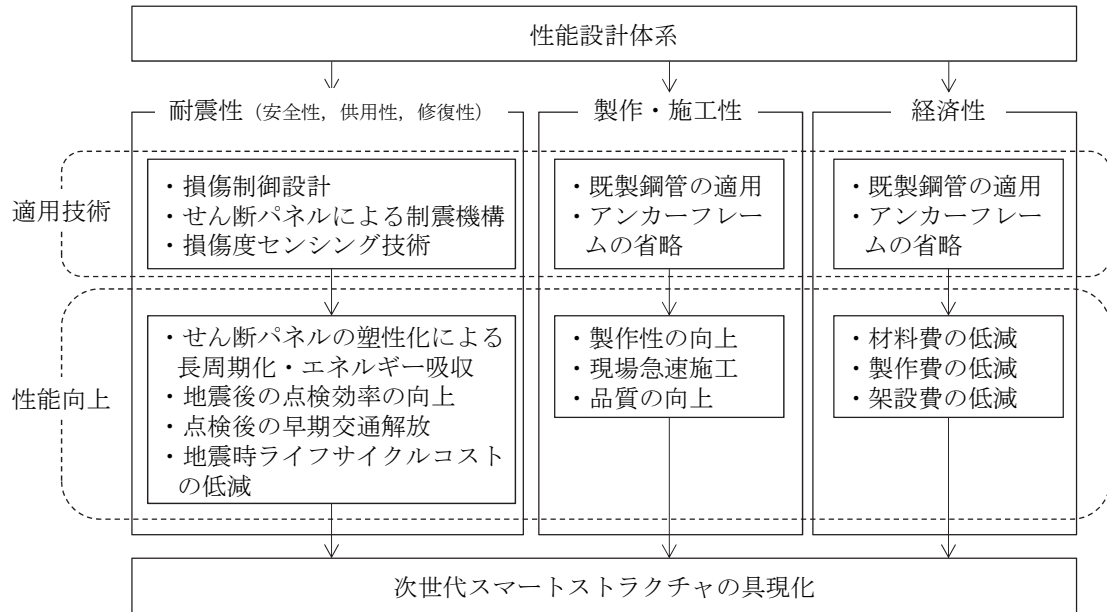


図-1.2 性能設計に基づく鋼管集成橋脚の技術戦略

1.2 研究課題と本論文の構成

本橋脚に関する既往の検討により、本橋脚と従来型鋼製橋脚を対象とした解析による比較検討の結果、本橋脚は損傷制御構造の採用により、せん断パネルでエネルギー吸収を図り主部材である鋼管の損傷が抑制されること、橋脚頂部の応答変位が低減されることなど従来型鋼製橋脚に対する優位性が明らかにされている[1-15]。また、本橋脚の力学的特性、せん断パネルの履歴減衰効果の確認のために、正負交番载荷による縮小模型実験が実施されている[1-17]。さらに、せん断パネルでエネルギー吸収を図る上で重要である鋼管柱と横つなぎ材の接続構造を検討するために要素実験が実施されている[1-18]。また、上部構造の慣性力により本橋脚にねじり荷重が作用する場合を想定した性能確認実験も実施されている[1-19]。

以上の既往の検討により、本橋脚の構造成立性、ならびに損傷制御設計の適用により主部材の損傷を低減する設計コンセプトの妥当性が確認されたといえる。一方、損傷制御設計を適用する本橋脚については、新しい構造形式となるため、道路橋示方書 V 耐震設計編[1-20]に示される地震時要求性能とは異なる独自の規定を行う必要がある。よって、図-1.2に示した技術コンセプトに基づいた地震時要求性能を明確に規定した上で、健全度評価方法を確認しておく必要がある。また、既往の検討は、ある一定の設計条件に基づいて検討されたものであり、本橋脚の実用化にあたっては橋脚高さ、上部構造重量、橋梁全体系の構造条件や、入力地震動といった設計条件の差異が、地震応答特性に与える影響を評価しておく必要がある。また、せん断パネルについては、本橋脚で使用するような大型の供試体を対象とした実験的研究はほとんどなく、せん断パネルの大きさやアスペクト比、また、損傷を受けた場合の取替を考慮した鋼管との接合方法については検討の余地がある。

さらに、本橋脚の基礎構造としては従来形式の構成橋脚同様に、フーチングを有する杭基礎が考えられるが、筆者らは更なる合理化の観点から、フーチングを省略した杭基礎一体型の鋼管集成橋脚を提案する。一方、提案構造同様にフーチングを省略した1柱-1杭構造としてパイルベント構造が挙げられるが、1964年に発生した新潟地震ではパイルベント構造を有する昭和大橋の橋脚の一部が倒れ、

10 径間中 5 径間が落橋している。従って、同様の 1 柱－1 杭構造を有する杭基礎一体型の提案にあたっては、構造成立性を評価しておく必要がある。

以上の課題に対応する形で、本論文は以下に示す全 6 章から構成されている。各章の構成、関連性、および概要を図-1.3に示す。

第 1 章では、本橋脚の開発の背景、鋼管集成橋脚の構造と技術戦略、および本橋脚に関する既往の研究を述べた上で、本研究における課題と論文構成を示している。

第 2 章では、本橋脚の実用化に向けて、性能設計体系における地震時要求性能を明確にし、各要求性能に応じた部材健全度を規定した上で、既往の研究の成果を整理することで健全度評価方法を提案している。

第 3 章では、鋼管集成橋脚の設計実務に資するために、橋脚高さ、上部構造重量、橋脚形式等の設計条件の差異が本構造の地震応答特性に与える影響についてパラメータスタディによって評価する。さらに、橋梁全体系の中での鋼管集成橋脚の地震応答特性を評価するために、実際に本橋脚を採用した阪神高速 2 号淀川左岸線の海老江ジャンクションの D ランプを対象とした検討を行っている。具体的には、曲線橋での採用を念頭に置いた橋脚のねじり剛性の検討、上部構造による拘束条件が橋脚の地震時挙動に与える影響、およびせん断パネルのせん断剛性の最適化に関する検討を行っている。

第 4 章では、本章では海老江ジャンクションの D ランプで本橋脚に採用する実物大の大型せん断パネルを対象とし、①せん断パネルの寸法、②せん断パネルのアスペクト比、③正負交番載荷における繰り返し回数、④せん断パネルの接合方法がせん断パネルの損傷過程と終局モードに与える影響について明らかにするために、実大せん断パネルを用いた正負交番載荷実験を行っている。さらに、実際に地震による繰り返し載荷を受けたせん断パネルの損傷度を目視により簡易に診断することを目的として、せん断パネルウェブ面の塗装の剥離面積とせん断パネルの損傷度の関係について評価を行っている。

第 5 章では、本橋脚の更なる合理化のために、杭基礎一体型鋼管集成橋脚を提案し、その地震応答特性を評価する。まず、下部構造の剛性および地盤の液状化に伴う流動化の観点から、杭基礎一体型鋼管集成橋脚の構造成立性を評価している。耐荷力特性を把握するために、フーチングや地中梁の有無をパラメータとした鋼管集成橋脚を対象にプッシュオーバー解析によるケーススタディを行い、地震時応答特性を把握するために、時刻歴応答解析によるケーススタディを行っている。さらに、本構造の液状化時の流動力に対する抵抗性について検討を行う。また、要求性能に応じた杭基礎一体型鋼管集成橋脚に対して、地震リスクの評価を行っている。

第 6 章では、本論文により得られた結論および知見をまとめるとともに、今後の研究の課題について整理する。

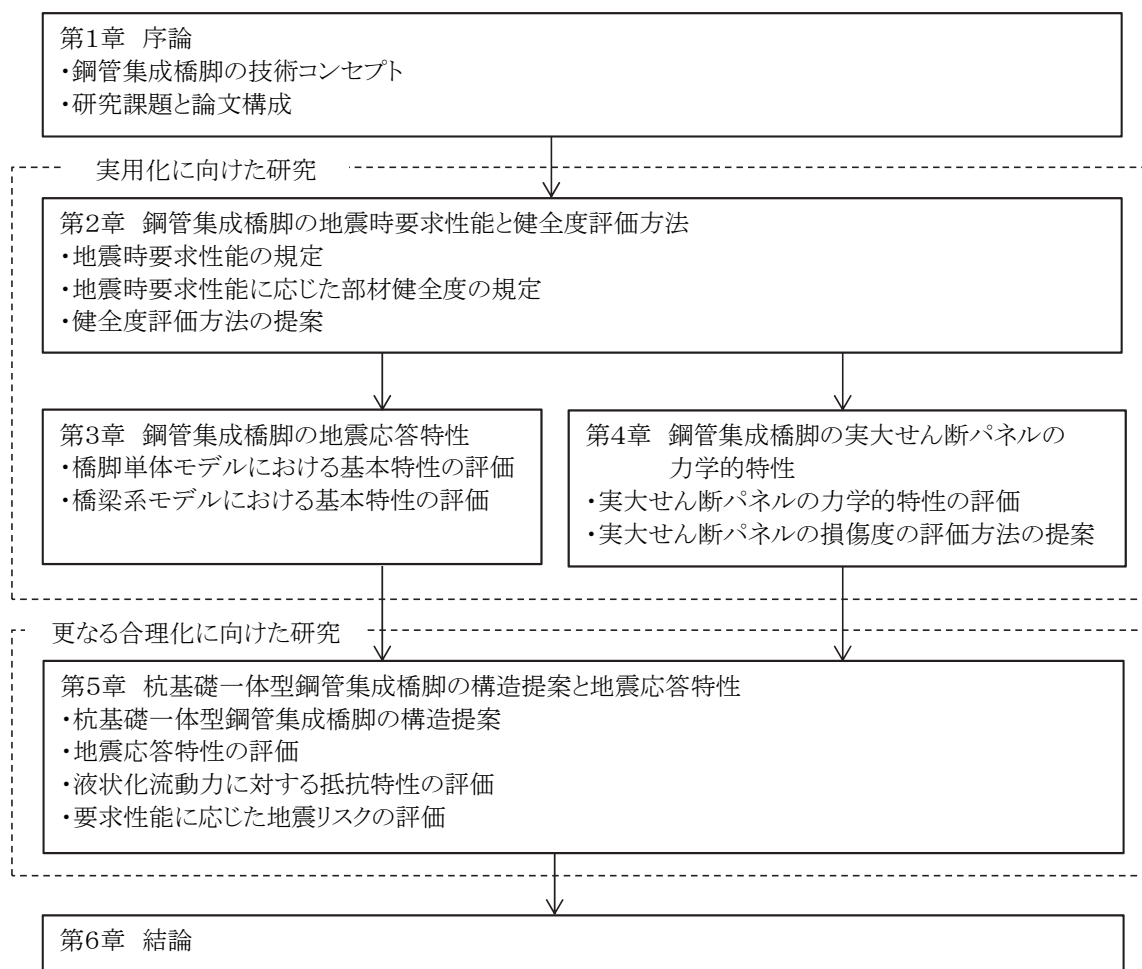


図-1.3 本論文の構成

第 1 章 参考文献

- [1-1] 和田章, 岩田衛, 清水敬三, 安倍重孝, 川合廣樹: 建築物の損傷制御設計, 丸善, 1998.
- [1-2] 鈴木英之, 陵城成樹, 内田諭: 鋼製ラーメン橋脚梁部における面内方向の力学的基本特性と骨組みモデルの適用性検討, 第 6 回地震時保有水平耐力に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, (公社)土木学会, pp.299~306, 2003.1.
- [1-3] 長沼敏彦, 金治英貞, 鈴木英之: 梁部のせん断非線形性の鋼製ラーメン橋脚面内方向挙動, 阪神高速道路公団技報, 第 22 号, pp.8-15, 2005.
- [1-4] 西岡勉, 長沼敏彦, 平野敏彦, 園田恵一郎, 吉川紀, 松田泰英: 鋼製ラーメン橋脚はりの繰返しせん断挙動に関する実験的検討, 第 9 回地震時保有水平耐力に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, (公社)土木学会, pp.187-192, 2006.2.
- [1-5] 平野敏彦, 西岡勉, 高田佳彦, 吉川紀, 松田泰英: 鋼製ラーメン橋脚はり部ウェブ面の繰返しせん断挙動に関する実験的検討, 鋼構造年次論文報告集, (一社)日本鋼構造協会, 14 巻, pp.527-534, 2006.11.
- [1-6] 森下泰光, 高久達将, 青木徹彦, 福本嘸土, 岡本隆, 松井鋭一: 中間はりを有する鋼製ラーメン橋脚の耐荷力と変形性能, 構造工学論文集, (公社)土木学会, Vol.46A, pp.831-840, 2000.3.
- [1-7] 田上淳, 石井孝二, 吉田正邦, 坂本光雄, 山田俊一, 黒川泰嗣, 牧部一成: ハニカム開口を有する鋼板ダンパの低サイクル疲労実験 (その 1) 疲労特性の評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.791-792, 1999.9.
- [1-8] 山野辺慎一, 曾我部直樹, 南雲広幸, 松木聡: 制震橋脚構造の性能確認実験, コンクリート工学, Vol.45, No.12, pp.29-36, 2007.12.
- [1-9] 金治英貞, 鈴木直人, 香川敬生, 渡邊英一: 長大トラス橋の対震性能向上化における設計入力地震動と損傷制御構造, 土木学会論文集, (公社)土木学会, No.787/I-71, pp.1-19, 2005.4.
- [1-10] 流田寛之, 濱田信彦, 小林寛, 西岡勉: 低降伏点鋼を用いたせん断型制震パネルの性能確認実験, 第 11 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, (公社)土木学会, pp.47-50, 2008.2.
- [1-11] 間嶋信博, 濱田信彦, 小林寛, 西岡勉: 長大橋耐震対策に用いるせん断型制震パネルの性能確認実験, 第 12 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, (公社)土木学会, pp.365-368, 2009.1.
- [1-12] 杉岡弘一, 濱田信彦, 小林寛, 西岡勉, 杉山尚希: 長大橋用せん断パネルダンパーの弾塑性特性に関する実験的研究, 構造工学論文集, (公社)土木学会, Vol.57A, 2011.3.
- [1-13] Marwan Nader, Rafael Manzanaarez, Man-Chung Tang: Seismic Resistant Design of the Single Tower of the New San Francisco-Oakland Bay Bridge, 3rd International Suspension Bridge Operators' Conference, 2002.5.
- [1-14] M.J.N.Priestley, F.Seible, and G.M.Calvi, : Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons, INC, New York, 1996.
- [1-15] 金治英貞, 鈴木英之, 野中哲也, 馬越一也: 履歴型ダンパー付鋼管集成橋脚の損傷制御構造に関する基礎的研究, 構造工学論文集, (公社)土木学会, Vol.50A, pp.559-566, 2004.
- [1-16] 東・中・西日本高速道路(株): 設計要領第二集橋梁建設編, 2011.7.
- [1-17] 金治英貞, 米谷作記子, 林訓裕, 豊島徑, 西海健二: 鋼管集成橋脚の縮小モデル載荷試験によ

- る力学的特性と設計妥当性の検討, 鋼構造論文集, (一社)日本鋼構造協会, 第 13 巻第 49 号, pp.11-24, 2006.
- [1-18] 西海健二, 豊島径, 金治英貞, 林訓裕: 鋼管集成橋脚における接続部のエネルギー吸収性能に関する実験的研究, 第 9 回地震時保有水平体力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, (公社)土木学会, pp.25-28, 2006.
- [1-19] 橋本国太郎, 杉浦邦征, 西岡勉, 丹波寛夫: 軸力・ねじりモーメントおよび繰返し水平力を受ける鋼管集成橋脚の力学的挙動, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), (公社)土木学会, Vol.70, No.1, pp.80-93, 2014.3.
- [1-20] (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解析Ⅴ耐震設計編, 2012.

第2章 鋼管集成橋脚の地震時要求性能と健全度評価方法

2.1 概説

近年、性能設計に関する研究、検討が各機関で進んでいる。欧米では Performance based Design として普及しているが、わが国においても国際化に対応するべくこの考え方に追随する方向である[2-1]。しかし、性能設計に関してはさまざまな解釈や対応がなされている。

土木学会の包括設計コード（案）[2-2] は、構造物の設計に関して性能設計の考え方を普及することにより合理的な設計と技術の進歩を奨励し、もって優れた構造物を人類の社会資産として形成することを目的としている。ここでは、性能設計の定義を、「設計された構造物が、要求性能を満足していれば、どのような構造形式、材料、設計手法、工法などを用いても良いとする設計の考え方である」としている。

日本地震工学会性能規定型耐震設計法に関する研究委員会[2-3] では、「都市という全体の地震対策がどうなっているかを知りたいという国民の要求に対して、従来は、施設管理者ごとに断面決定の力学的計算しか説明できなかったのに対して、性能規定型耐震設計では、性能目標という指標によって単なる力学計算という壁を超えて、耐震設計のプリンシプルと目標を国民に説明できるのである。」としている。また、性能規定は法令の技術基準のタイプや規制手段のことをいい、性能設計とは構造物の設計に当たって目標とする性能を明確化した上で、その設定した性能を達成するような設計方法とされている。ここで、従来の設計方法は、「性能設計法を用いた仕様規定」という言い方もできるとしている。

道路橋示方書[2-4] では、2002 年に国際化や多様な構造・工法等への柔軟な対応を可能とする性能規定型基準を目指した改定が行なわれている。道路橋示方書では、要求事項と検証方法あるいはみなし適合仕様の区分に関して、表現方法を含めて明確に整理、規定されている。道路橋示方書は新設の一般橋を対象とした基準であり、一般橋の新設に必要とされる費用、設計、製作、架設あるいは施工のバランスを考慮しながら作成されたものとも言える。一方、損傷制御設計を適用する本橋脚については、新しい構造形式となるため、道路橋示方書[2-4] に示される地震時要求性能とは異なる独自の規定を行う必要がある。

本章では、本橋脚の実用化に向けて、性能設計体系に基づく本橋脚独自の地震時要求性能を規定した上で、既往の研究を整理し、健全度評価方法を提案する。

2.2 要求性能

道路橋示方書[2-4] では、橋の重要度は 2 種類（A, B）に分けられ、目標とする耐震性能は、損傷度に応じて 3 段階が（耐震性能 1～3）考えられている。道路橋示方書[2-4] の要求性能マトリクスを図-2.1に示す。要求性能マトリクスは、構造物の重要度および地震外力に応じて、構造物に付与すべき耐震性能を設計者が選択するときに用いるチャートである。

一方、JSSC ガイドライン[2-5] で提案されている耐震要求性能マトリックスでは、図-2.2に示すようにレベル2地震動に対する水準として「小損傷」のみを許容する規定があることが道路橋示方書と異なる点であり、道路橋示方書の耐震性能1と耐震性能2の間に、軽微な損傷（塑性変形）を許容する性能水準が設けられている。JSSC ガイドラインでは、構造物に付与すべき耐震性能として、基本性能としての「構造安全性」と「地震後の使用性」によって区分される4つの水準を考えている。構造安全性は、「安全」と「破壊」の2段階である。4つの性能水準を満たすための最低限の要件は、まず構造安全性を満足する、すなわち「安全」であることとされている。「地震後の使用性」は、「構造安全性」を満たすように設計された構造物にグレードを付けるための規定であり、対震性能の各水準に対して、4段階の損傷度（無、小、中、大）が考えられている。ここで道路橋示方書[2-4]、JSSC ガイドライン[2-5]、土木学会[2-6]の耐震性能水準を比較したものを表-2.1に示す。各損傷度の具体的な内容は、「機能保持性」と「復旧性」に分けて表中に示されている。補修可能な損傷は「小損傷」までで、「中損傷」以上となると補強が必要となり、復旧までに長期間を要することとなる。

鋼管集成橋脚の要求性能マトリックスを図-2.3に示す。鋼管集成橋脚の地震時性能照査では、JSSC ガイドライン同様に4段階の地震時要求性能を定義している。従来はレベル2地震動のような大地震に対しては軽微な損傷に収める設計は経済性の観点等から難しいと考えられてきたが、鋼管集成橋脚のように制震ダンパーを構造物内に設置し、主構造部材の損傷を制御する損傷制御設計の考え方を導入することにより、このような設計が可能となる。

鋼管集成橋脚ではレベル1地震動に対しては「無損傷」（地震性能Ⅰ）、レベル2地震動に対してはせん断パネルだけに損傷を集約し、鋼管柱は構造弾性範囲にとどめる「小損傷」（地震性能Ⅱa）を基本とする。ここで構造弾性範囲とは、部材には局所的に塑性化（初期の部分塑性）が生じるものの、構造体としては弾性的に挙動し、耐力および変形性能に対して健全性を損なわない状態のことをいい、機能面では、地震後において復旧なしで供用できる状態のことをいう。これは道路橋示方書の重要橋梁（B種の橋）で許容される「中損傷」を上回る性能水準となる。一方、本橋脚が最初に実用化された海老江JCTでの採用事例のように、比較的支間の大きい曲線橋のR部に位置し、地震動の方向によっては1橋脚の慣性力の負担が他の橋脚に比べて大きくなるような特殊な条件下では、「小損傷」ととどめることは設計上不合理となる場合がある。そこで、このような特殊な条件下では道路橋示方書と同水準である「中損傷」を許容する（地震性能Ⅱb）。また、重要度が低い普通構造物では「大損傷」を許容するものとする（地震性能Ⅲ）。

耐震性能水準 地震動	耐震性能1	—	耐震性能2	耐震性能3	—
	無損傷	—	限定的損傷	致命的損傷防止	破壊
レベル1	○	容認不可			
レベル2			○	□	

○—○ 重要橋梁 (B種の橋) □—□ 普通橋梁 (A種の橋)

図-2.1 要求性能マトリックス（道路橋示方書[2-4]）

耐震性能水準 地震動	耐震性能 1	耐震性能 2	耐震性能 3	耐震性能 4	—
	[構造安全性]				
	安全				破壊
	[地震後の使用性]				
	無損傷	小損傷	中損傷	大損傷	
レベル 1	<div>□</div> <div>△</div> <div>○</div>	容認不可			
レベル 2		<div>○</div>	<div>△</div>	<div>□</div>	

○

○

最重要構造物

△

△

重要構造物

□

□

普通構造物

図-2.2 要求性能マトリクス（JSSC ガイドライン[2-5]）

耐震性能 水準 地震動	地震性能Ⅰ	地震性能Ⅱa	地震性能Ⅱb	地震性能Ⅲ	—
	[構造安全性]				
	安全				破壊
	[地震後の使用性]				
	無損傷	小損傷	中損傷	大損傷	
レベル1	<div>□</div> <div>△</div> <div>○</div>	<div>容認不可</div>			
レベル2		<div>○</div>	<div>△</div>	<div>□</div>	

○—○

重要橋梁（一般的な条件）

△—△

重要橋梁（レベル2地震動に対して小損傷にとどめることが不合理となる場合）

□—□

普通橋梁

図-2.3 要求性能マトリクス（鋼管集成橋脚）

表-2.1 耐震性能水準の比較

			耐震性能水準			
J S S C ガイドライン 〔2006〕	耐震性能水準		耐震性能 1	耐震性能 2	耐震性能 3	耐震性能 4
	構造安全性		安全	安全	安全	安全
	地震後の使用性	損傷度	無損傷	小損傷	中損傷	大損傷
		機能保持性	常時機能保持 （目視点検後，即通行可能）	一部機能限定 （主構造部材の損傷軽微，補修しながら普通車両が通行可能）	大部分機能限定 （主構造部材にも損傷，荷重制限があり，緊急車両のみ通行可能）	機能喪失 （普通車両通行不可能）
		復旧性	補修・補強不要	復旧が短期間で可能 （補修のみで復旧可能）	復旧に長期間が必要 （復旧のためには補強を必要とする） 機能回復のための修復が，応急修復で対応可能	復旧不可能 （撤去・再構築が必要．または，それと同程度の復旧期間が必要）
土木学会 〔2003〕			性能水準 1	性能水準 2	性能水準 3	性能水準 4
道路橋示方書 〔日本道路協会，2002a〕			耐震性能 1	—	耐震性能 2	耐震性能 3
鋼管集成橋脚			地震性能Ⅰ	地震性能Ⅱa	地震性能Ⅱb	地震性能Ⅲ

2.3 部材健全度

鋼管集成橋脚の地震性能は、各部材の健全度あるいは損傷レベルの積み上げにより確保できる。鋼管集成橋脚の地震性能を確保するための部材健全度マトリクスを表-2.2に示す。

各部材の健全度水準のイメージを図-2.4に示す。地震性能 I においては、せん断パネル以外は降伏に対して安全率を有している健全度 2 を満足するものとする。せん断パネルについては降伏耐力以下であるものとする。地震性能 2a においては、柱鋼管は構造弾性範囲の健全度 2、せん断パネルは安定した性能を発揮する健全度 3、横梁および接合部は降伏に対して安全率を有する健全度 1 を満足するものとする。地震性能 2a においては、柱鋼管は道路橋示方書の規定する円形断面の限界値の健全度 3 とし、それ以外の部材は地震性能 2b と同じ健全度とする。地震性能 III においては鋼管柱は崩壊に至らない健全度 4、せん断パネルは破断に至らない健全度 4 とし、仕口部は耐力以下である健全度 3 を満足するものとする。

一方、上部構造と鋼管柱、鋼管柱と横つなぎ材、鋼管柱とケーソンのような各接合部については、capacity design[2-7] の考え方から近傍の一般部に先行して損傷しないように健全度を設定する。

表-2.2 部材健全度マトリクス

地震性能（構造全体）		地震性能Ⅰ	地震性能Ⅱa	地震性能Ⅱb	地震性能Ⅲ
想定地震動		レベル 1	レベル 2		
鋼管柱	コンクリート 無充填断面	健全度 1	健全度 2	健全度 3	健全度 4
	コンクリート 充填断面				
横つなぎ材	せん断パネル	健全度 2	健全度 3	健全度 3	健全度 4
	仕口部	健全度 1	健全度 2	健全度 2	健全度 3
	せん断パネルー仕口部	健全度 1	健全度 2	健全度 2	健全度 3
接合部	桁ー鋼管柱	健全度 1	健全度 2	健全度 2	健全度 3
	鋼管柱ー横つなぎ材				
	鋼管柱ーケーソン				
構造全体	残留変位	健全度 1	健全度 2	健全度 3	健全度 4

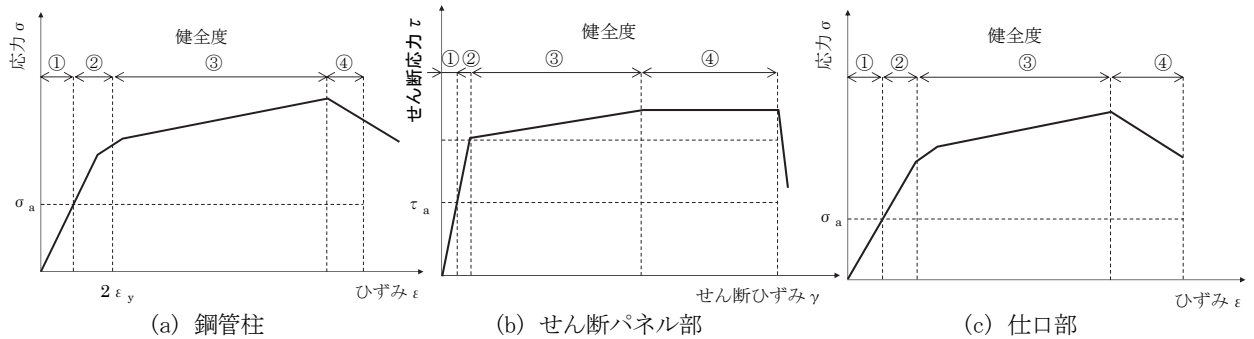


図-2.4 部材健全度のイメージ

2.4 部材健全度照査法

ここでは各地震性能に対して、照査対象部材の健全度に応じた具体的な照査方法を示す。

2.4.1 地震性能Ⅰに対する照査方法

地震性能Ⅰに対する照査方法を表-2.3に示す。鋼管柱、横つなぎ材の仕口部、せん断パネルー仕口部、各接合部は健全度1として、鋼材が許容応力度以内であることを照査する。その際、許容応力度の地震時割増し1.5を考慮する。せん断パネルは健全度2とし、降伏耐力以下であることを照査する。

表-2.3 地震性能Ⅰに対する照査方法

照査対象部材		設計荷重	健全度	照査項目	備考
鋼管柱	コンクリート 無充填断面	解析断面力	健全度 1	鋼管が許容応力度以下とする。	地震時割増し1.5を考慮
	コンクリート 充填断面	解析断面力		鋼管が許容応力度以下とする。	地震時割増し1.5を考慮
横つなぎ材	せん断パネル	解析断面力	健全度 2	せん断パネルが降伏耐力以下とする。	
	仕口部	解析断面力	健全度 1	鋼材が許容応力度以下とする。	地震時割増し1.5を考慮
	せん断パネルー仕口部	解析断面力	健全度 1	鋼材が許容応力度以下とする。	地震時割増し1.5を考慮
接合部	上部構造ー鋼管柱	解析断面力	健全度 1	鋼材が許容応力度以下とする。	地震時割増し1.5を考慮
	鋼管柱ー横つなぎ材	解析断面力		鋼材が許容応力度以下とする。	地震時割増し1.5を考慮
	鋼管柱ーケーソン	鋼管柱基部耐力		鋼材が許容応力度以下とする。	地震時割増し1.5を考慮
構造全体	残留変位	解析断面力	健全度 1	残留変位が生じない。	鋼管柱、横つなぎ材、接合部が地震性能Ⅰの照査を満足していれば残留変位は生じないため照査する必要はない。

2.4.2 地震性能Ⅱaに対する照査方法

地震性能Ⅱaに対する照査方法を表-2.4に示す。鋼管柱は構造弾性範囲である健全度2として、鋼管の圧縮外縁位置で $2\epsilon_y$ 以下であることを照査する。せん断パネルは健全度3として、ひずみが8%以下であることを照査する。横つなぎ材の仕口部、せん断パネルー仕口部、および各接合部は健全度2として、鋼材が降伏耐力以下であることを照査する。また、構造全体の残留変位は健全度2として、橋脚高さ h に対して $1/300$ 以下であることを照査する。なお、鋼管柱およびせん断パネルの健全度の照査方法は「2.5 鋼管柱の許容ひずみの検討」、および「2.6 せん断パネルの許容せん断ひずみの検討」を参照されたい。

表-2.4 地震性能Ⅱaに対する照査方法

照査対象部材		設計荷重	健全度	照査項目	備考
鋼管柱	コンクリート無充填断面	解析断面力	健全度2	鋼管の圧縮側最外縁位置で $2\epsilon_y$ 以下とする。	本論文「2.5 鋼管柱の許容ひずみの検討」参照
	コンクリート充填断面	解析断面力		鋼管の圧縮側最外縁位置で $2\epsilon_y$ 以下とする。	本論文「2.5 鋼管柱の許容ひずみの検討」参照
横つなぎ材	せん断パネル	解析断面力	健全度3	せん断パネルのひずみが8%以下である。	本論文「2.6 せん断パネルの許容せん断ひずみの検討」参照
	仕口部	解析断面力	健全度2	鋼材が降伏耐力以下である。	
	せん断パネルー仕口部	解析断面力	健全度2	鋼材が降伏耐力以下である。	
接合部	上部構造ー鋼管柱	解析断面力	健全度2	鋼材が降伏耐力以下である。	
	鋼管柱ー横つなぎ材	解析断面力		鋼材が降伏耐力以下である。	
	鋼管柱ーケーソン	鋼管柱基部耐力		鋼材が降伏耐力以下である。	
構造全体	残留変位		健全度2	残留変位が $h/300$ 以下である。	本論文「2.5 鋼管柱の許容ひずみの検討」参照

2.4.3 地震性能Ⅱbに対する照査方法

地震性能Ⅱbに対する照査方法を表-2.5に示す。鋼管柱および構造全体の残留変位の照査を除き、地震性能Ⅱaに対する照査方法と同じである。鋼管柱に対する照査は健全度3として、鋼管の圧縮側最外縁位置で $5\epsilon_y$ 以下であることを照査する。構造全体の残留変位は健全度3として、道路橋示方書[2-4] と同水準の橋脚高さ h に対して $1/100$ 以下であることを照査する。

表-2.5 地震性能Ⅱbに対する照査方法

照査対象部材		設計荷重	健全度	照査項目	備考
鋼管柱	コンクリート無充填断面	解析断面力	健全度3	鋼管の圧縮側最外縁位置で $5\epsilon_y$ 以下とする。	本論文「2.5 鋼管柱の許容ひずみの検討」参照
	コンクリート充填断面	解析断面力		鋼管の圧縮側最外縁位置で $5\epsilon_y$ 以下とする。	本論文「2.5 鋼管柱の許容ひずみの検討」参照
横つなぎ材	せん断パネル	解析断面力	健全度3	せん断パネルのひずみが8%以下である。	本論文「2.6 せん断パネルの許容せん断ひずみの検討」参照
	仕口部	解析断面力	健全度2	鋼材が降伏耐力以下である。	
	せん断パネルー仕口部	解析断面力	健全度2	鋼材が降伏耐力以下である。	
接合部	上部構造ー鋼管柱	解析断面力	健全度2	鋼材が降伏耐力以下である。	
	鋼管柱ー横つなぎ材	解析断面力		鋼材が降伏耐力以下である。	
	鋼管柱ーケーソン	鋼管柱基部耐力		鋼材が降伏耐力以下である。	
構造全体	残留変位		健全度3	残留変位が $h/100$ 以下である。	本論文「2.4 鋼管柱の許容ひずみの検討」参照

2.4.4 地震性能Ⅲに対する照査方法

地震性能Ⅲに対する照査方法を表-2.6に示す。鋼管は健全度4として、コンクリート無充填断面においては、鋼管集成橋脚の設計製作架設手引き[2-8]（以下、手引きと称す）に従い、鋼管の損傷度が1.0未満であることを、コンクリート充填断面においては、充填コンクリートの損傷度が1.0未満であることを照査する。せん断パネルはせん断ひずみが12%以下であることを照査する。構造全体の残留変位は健全度4として、道路橋示方書[2-1]の耐震性能3と同様に照査不要とした。

表-2.6 地震性能Ⅲに対する照査方法

照査対象部材		設計荷重	健全度	照査項目	備考
鋼管柱	コンクリート無充填断面	解析断面力	健全度4	鋼管の損傷度が1.0未満であること。	手引き[2-8]「4.6.7 耐震性能Ⅲの照査における鋼管の終局状態の判定」参照
	コンクリート充填断面	解析断面力		コンクリート充填部の損傷度が1.0未満であること	手引き[2-8]「4.6.7 耐震性能Ⅲの照査における鋼管の終局状態の判定」参照
横つなぎ材	せん断パネル	解析断面力	健全度4	せん断パネルのひずみが12%以下である。	本論文「2.5 せん断パネルの許容せん断ひずみの検討」参照
	仕口部	解析断面力	健全度3	鋼材が耐力以下である。	
	せん断パネルー仕口部	解析断面力	健全度3	鋼材が耐力以下である。	
接合部	上部構造ー鋼管柱	解析断面力	健全度3	鋼材が耐力以下である。	
	鋼管柱ー横つなぎ材	解析断面力		鋼材が耐力以下である。	
	鋼管柱ーケーソン	鋼管柱基部耐力		鋼材が耐力以下である。	
構造全体	残留変位		健全度4	照査しない	

2.5 鋼管柱の許容ひずみの検討

鋼管集成橋脚の主構造である鋼管柱は、レベル2地震動に対して地震性能Ⅱaを性能水準とする場合、構造弾性範囲であることを、地震性能Ⅱbを性能水準とする場合、中損傷であることを照査する。ここでは鋼管柱の許容ひずみについて、既往の実験や解析および技術基準から検討を行った。

2.5.1 鋼管集成橋脚の全体系模型実験からの検討

(1) 試験概要

鋼管集成橋脚の既往の全体系模型実験[2-12]より許容ひずみの検討を行う。試験体は、図-2.5に示す約1/5縮小模型とし、軸力($0.1P_y$)を載荷した状態で頭部に水平荷重を交番載荷した。試験ケースは、鋼管柱などの仕様が等しく、横つなぎ材の段数のみ異なる2ケースであった。なお、鋼管径は外径D216.3mm、板厚t8.2mmとし、材料試験による降伏強度は $\sigma_y=437\text{N/mm}^2$ であった。実構造物と比較して、厚肉で降伏強度が高い仕様であった。

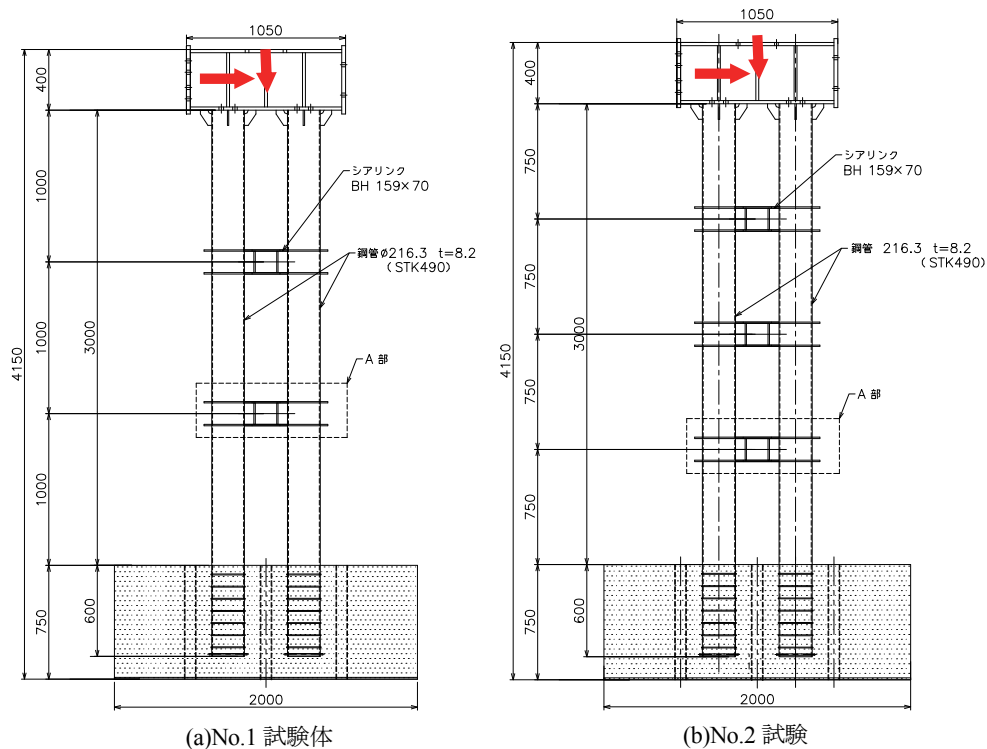


図-2.5 供試体模型 (単位 : mm)

(2) 水平荷重と頭部変位の関係

図-2.6に各試験体の水平荷重と頭部水平変位の包絡線を示す。本試験ではせん断パネルの降伏時変位を δ_y としている。No.1 よりも No.2 の方が耐力力が大きいことがわかる。

No.1 試験体の水平荷重と鋼管基部ひずみの関係について、全载荷サイクルの結果を図-2.7(a)に、 $5\delta_y$ までの载荷結果を図-2.7(b)に示す。No.1 試験体の最大引張ひずみは 1.03%，最大圧縮ひずみは 3.20% であり、試験体 No.2 では、最大引張ひずみは 1.19%，最大圧縮ひずみは 4.55%であった。また、No.1, No.2 とともに $5\delta_y$ の载荷段階で鋼管基部の 90° 位置が降伏ひずみを超えたが、図-2.8に示すように目視による鋼管基部の損傷は認められなかった。その際の鋼管の最大ひずみは 0.35% ($2\epsilon_y$) であった。

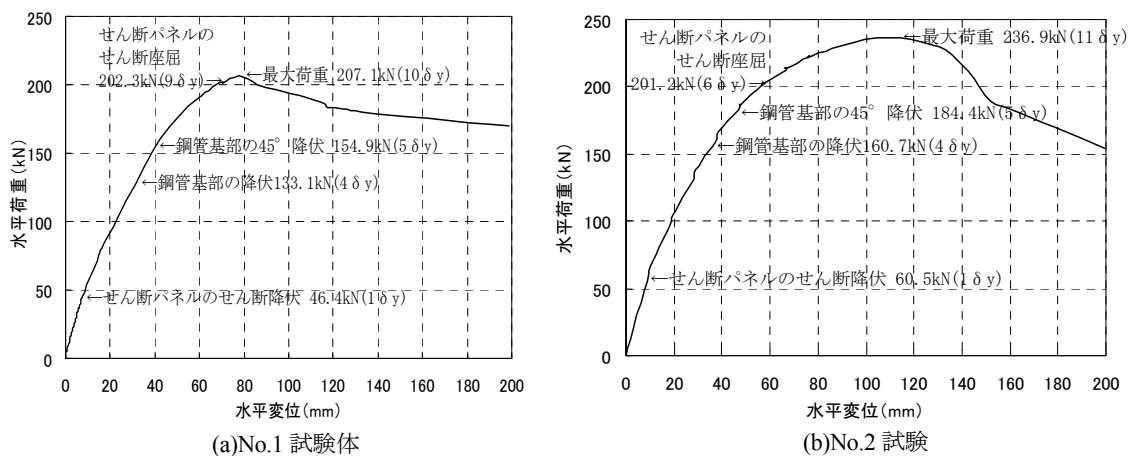


図-2.6 荷重－水平変位関係

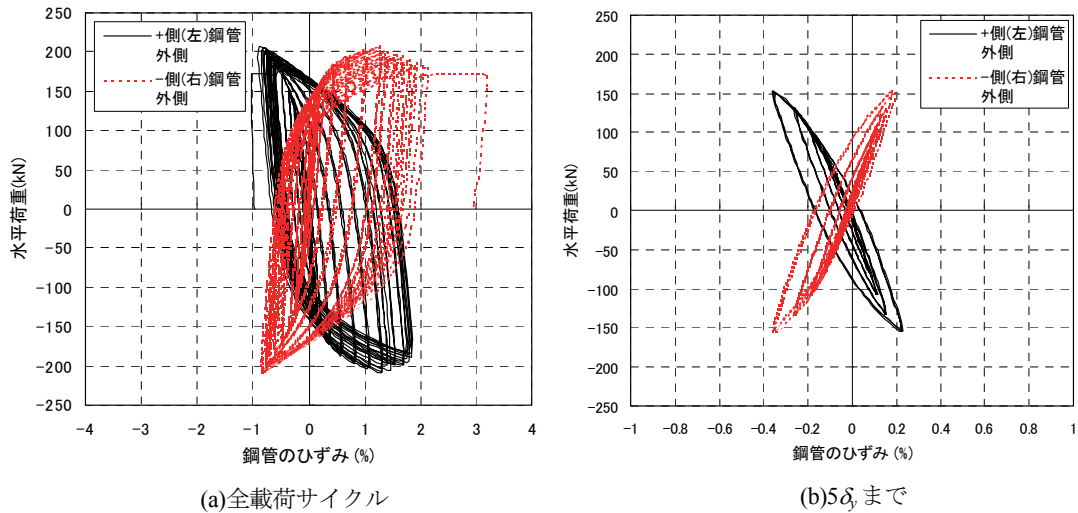


図-2.7 荷重－鋼管のひずみ関係（試験体 No.1）

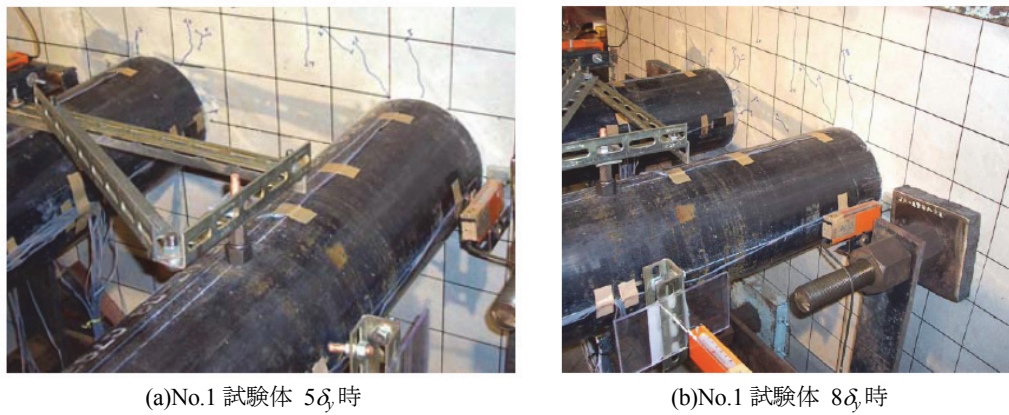


図-2.8 鋼管基部の損傷状況（No.1 試験体）

(3)降伏変位比と鋼管ひずみ

試験より得られた降伏変位比と鋼管ひずみ比の関係図を図-2.9に示す。両試験体共に 10 δ_y を越えた時点で圧縮側のひずみ増分が低下していることから局部座屈が発生していたと考えられる。10 δ_y までの関係図を図-2.10に示す。比較的挙動が安定し、鋼管基部が健全であったと考えられる 8 δ_y 時の鋼管ひずみ比は、圧縮縁で 3～4 ϵ_y 、引張縁で 3～5 ϵ_y であった。また、鋼管基部の局部座屈が発生し始め、最大耐力に達した 10 δ_y 時の鋼管ひずみ比は、圧縮縁で 3～4.5 ϵ_y 、引張縁で 5～7 ϵ_y であった。

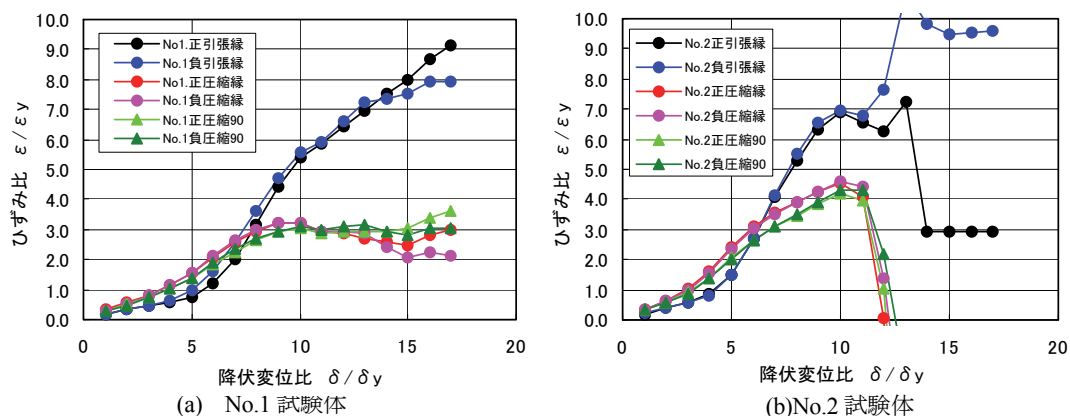


図-2.9 鋼管ひずみ比－降伏変位比の関係

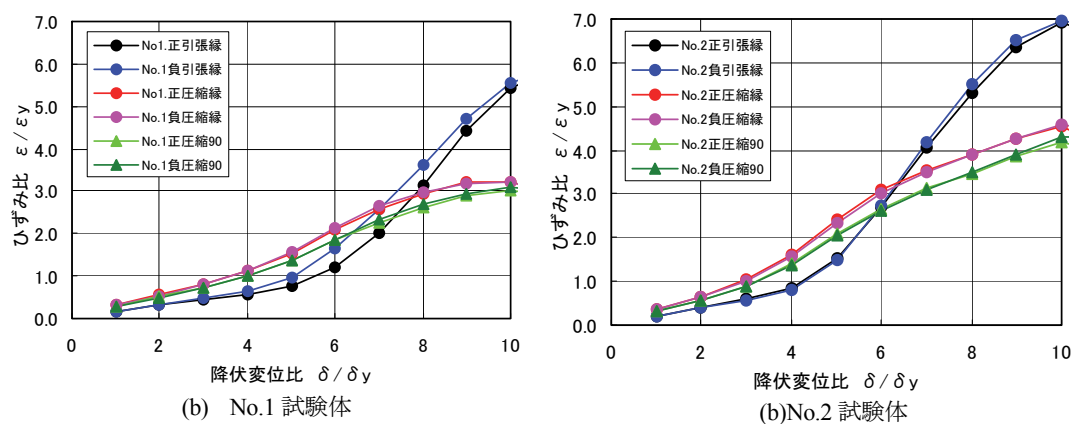


図-2.10 鋼管ひずみ比－降伏変位比の関係（10 δ_y まで）

2.5.2 鋼管組杭試験からの検討

(1) 試験概要

鋼管集成橋脚の許容ひずみの設定において、八戸工大で実施した鋼管組杭の水平載荷試験[2-9] [2-10] のデータの整理を行った。試験概要を図-2.11に示す。水平載荷試験は $\phi 215.6\text{mm}$ 、 $t4.5\text{mm}$ ($t/D=2.08\%$) の4本の鋼管の組杭に対して、軸力 588kN を載荷した状態で漸増繰り返し交番載荷試験を実施した。鋼管の降伏軸力は 703kN/本であることから、載荷軸力は $0.21N_y$ である。

検討ケースを表-2.7に示す。試験体形状および載荷方法は同様とし、鋼管内のコンクリート中詰め範囲が異なる4ケースの試験を実施している。ここでは、Case-1 と Case-3 の試験結果について整理を行った。

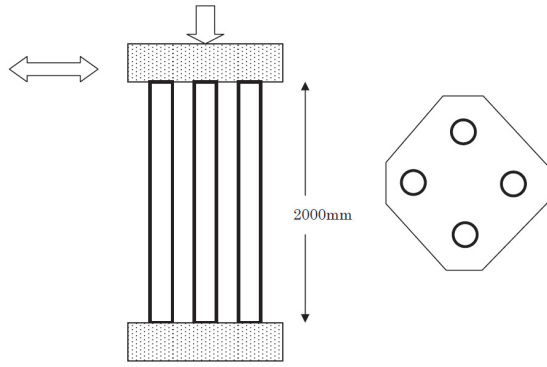


図-2.11 試験概要

表-2.7 検討ケース

No.	コンクリート中詰め範囲
Case-1	コンクリート中詰め無し
Case-3	杭頭 1 D コンクリート中詰め
Case-4	杭頭 3 D コンクリート中詰め
Case-2	全長コンクリート中詰め

(2) コンクリート中詰め無し

コンクリート中詰め無し試験における水平荷重－水平変位関係を図-2.12に示す．全載荷サイクルと $5\delta_y$ までのサイクルを示す．ここでは鋼管杭モデルが降伏する変位を δ_y としている．荷重変形関係からは， $3\delta_y$ までは残留変位もわずかでありほぼ弾性範囲を考えられる．

試験で計測された鋼管ひずみデータより，正載荷時に最大圧縮ひずみが生じるのは，圧縮軸力が作用する鋼管基部の圧縮縁であった．この最大圧縮ひずみ計測位置における $5\delta_y$ までの水平荷重-鋼管ひずみ関係図を，最外縁のひずみを図-2.13(a)に，曲げひずみおよび軸ひずみ関係図を図-2.13(b)に示す．なお，鋼管の曲げひずみおよび軸ひずみは式(2.1)及び(2.2)により算出した値である．

$$\text{曲げひずみ} : \varepsilon_b = (\varepsilon_c - \varepsilon_t) / 2 \quad (2.1)$$

$$\text{軸ひずみ} : \varepsilon_n = (\varepsilon_c + \varepsilon_t) / 2 \quad (2.2)$$

ここで， ε_c ：圧縮縁ひずみ， ε_t ：引張縁ひずみ

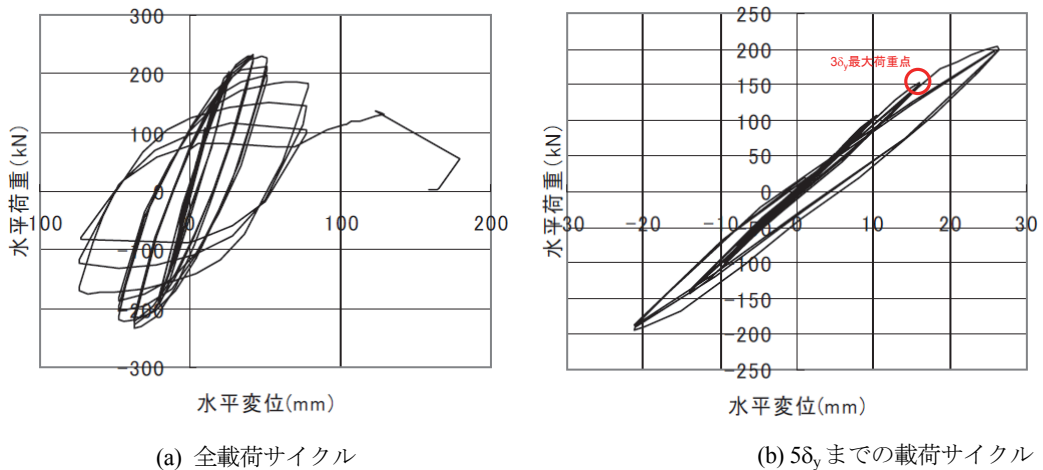


図-2.12 水平荷重－水平変位関係（杭頭 1D コンクリート中詰め無し）

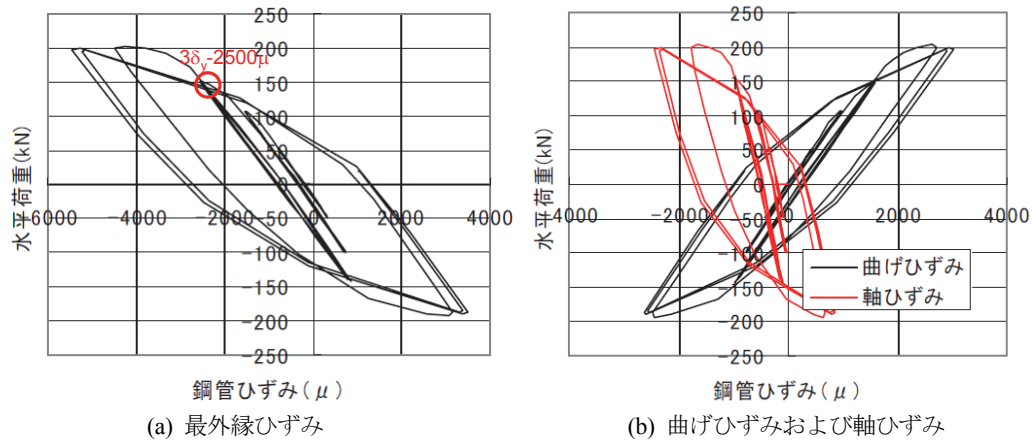


図-2.13 水平荷重－鋼管基部のひずみ関係（杭頭 1D コンクリート中詰め無し）

鋼管の最外縁ひずみに着目すると、 $3\delta_y$ の荷重サイクルでは 2500μ （約 $2.0\varepsilon_y$ ）に達しているが、図-2.12 の構造全体系の水平荷重－水平変位関係からは概ね弾性状態にあるといえる。

(3) 杭頭 1D コンクリート中詰め

1D コンクリート中詰め試験における水平荷重－水平変位関係の全荷重サイクルと $5\delta_y$ までのサイクルを図-2.14に示す。本試験においても、 $3\delta_y$ までは残留変位もわずかでありほぼ弾性範囲を考えられる。正荷重時に最大圧縮ひずみが生じるのは、コンクリート中詰め無しのケースと同様に、圧縮軸力が作用する鋼管基部の圧縮縁であった。この最大圧縮ひずみ計測位置における $5\delta_y$ までの水平荷重－鋼管ひずみ関係図を、最外縁ひずみを図-2.15(a)に、曲げひずみおよび軸ひずみを図-2.15(b)に示す。

鋼管の縁ひずみに着目すると、本試験でも $3\delta_y$ の荷重サイクルでは 2700μ （約 $2.0\varepsilon_y$ ）に達しているがヒステリシス曲線ではほぼ線形状態を保持している。

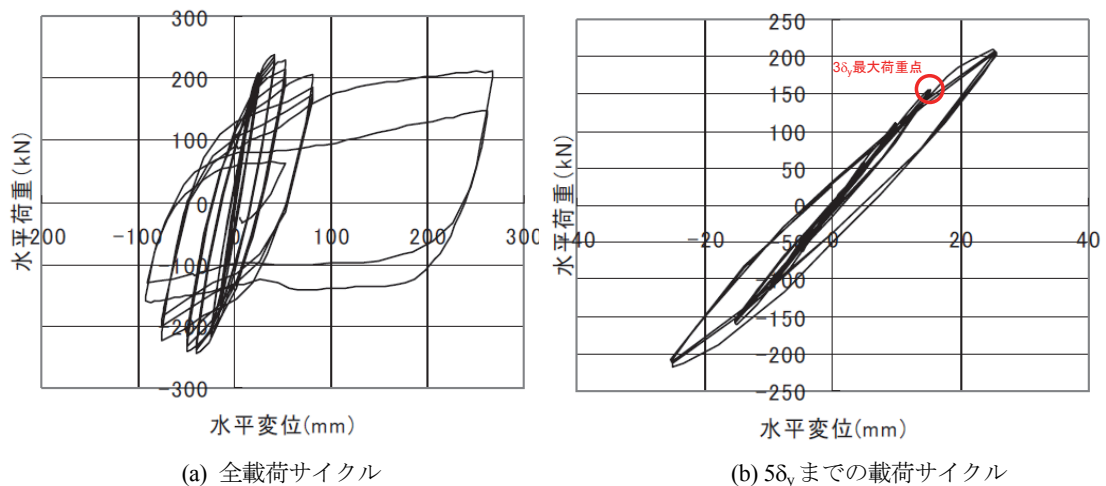


図-2.14 水平荷重－水平変位関係（杭頭 1D コンクリート中詰め）

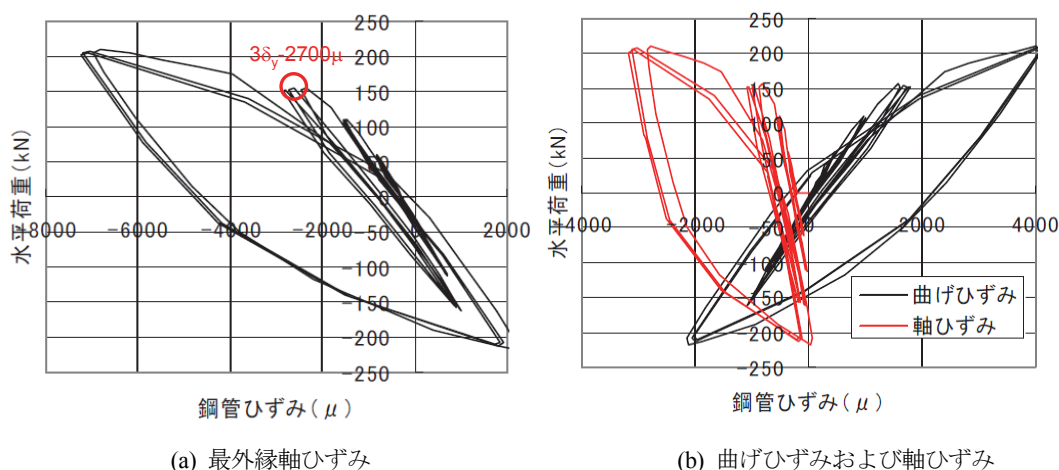


図-2.15 水平荷重－鋼管基部のひずみ関係（杭頭 1D コンクリート中詰め）

2.5.3 解析的検討

ここでは解析的手法を用いて、鋼管柱ひずみと残留変位の関係について検討する。

(1) 解析条件

解析モデルは、 $\phi 1000\text{mm}$, $t22\text{mm}$ の鋼管柱を対象として、軸力作用下での曲げ解析を行い、鋼管ひずみと残留変位の関係を算出した。作成したFEM モデルを図-2.16に示す。鋼管高さは3.4mとし、1/2 鋼管モデルの下端を完全拘束し、上部を剛体要素で断面を拘束した。鋼管の中心に軸方向荷重および曲げ方向荷重を作用させた。鋼管の材料はSKK490 とし、材料モデルはバイリニアモデルとし、二次剛性は $E/100$ とした。解析ケースを表-2.8に示す。軸力比の異なる6ケースの解析を行った。載荷条件は、軸力を載荷した状態で、鋼管基部の 90° 位置の鋼管ひずみをモニタリングしながら、頭部に水平荷重を載荷した。鋼管基部の 90° 位置（圧縮側）の鋼管ひずみが $1\epsilon_y$, $2\epsilon_y$, $3\epsilon_y$, $5\epsilon_y$, $7\epsilon_y$ に達するまで水平荷重を載荷後、各々の段階で水平荷重を除荷し、残留変位および残留ひずみを算出した。

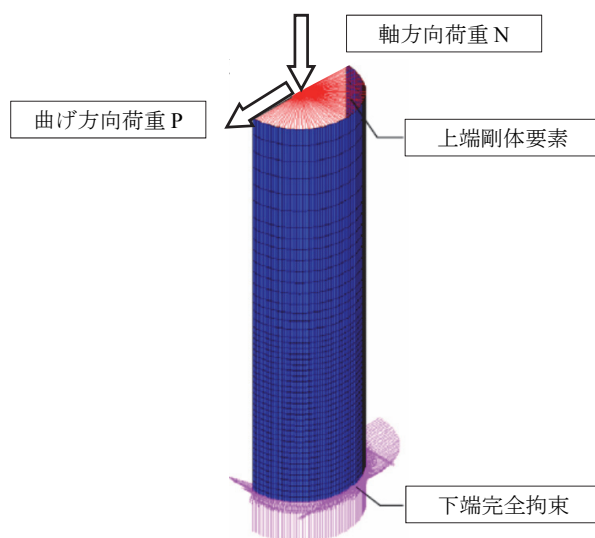


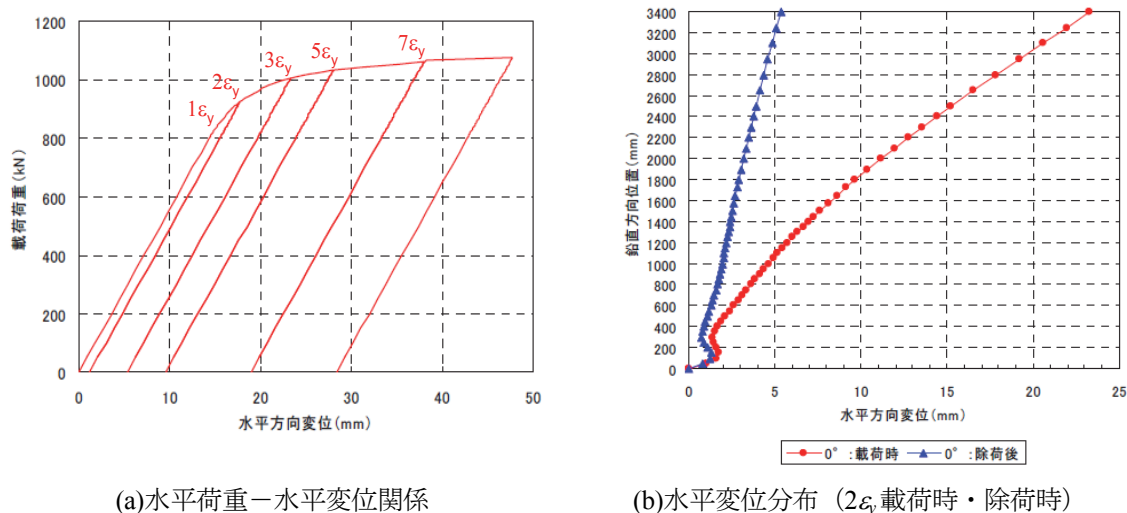
図-2.16 解析モデル

表-2.8 解析ケース

ケース	Case1-1	Case1-2	Case1-3	Case1-4	Case1-5	Case1-6
軸力比	0	0.1	0.2	0.3	-0.1	-0.2
軸力(kN)	0	1065kN	2129kN	3194kN	-1065kN	-2129kN

(2) 解析結果

降伏軸力比 0 における水平荷重と頭部水平変位関係図を図-2.17(a)に示す。各々の除荷ポイントが、鋼管基部の 90° 位置における鋼管ひずみが、 $1\varepsilon_y$, $2\varepsilon_y$, $3\varepsilon_y$, $5\varepsilon_y$, $7\varepsilon_y$ に達した時点である。図-2.17(b)に鋼管基部の 90° 位置における鋼管ひずみが $2\varepsilon_y$ に達した時の載荷時除荷時の変位分布を示す。鋼管基部の塑性化に伴い、 $2\varepsilon_y$ まで載荷した状態で頭部変位は 17mm であるが、除荷後の残留変位は 5mm であった。



(a)水平荷重－水平変位関係

(b)水平変位分布（ $2\varepsilon_y$ 載荷時・除荷時）

図-2.17 水平荷重－水平変位関係と水平変位分布

(3) 鋼管ひずみと残留変位の関係

a) 実構造での残留変位の算出方法

解析モデルは高さ 3.4m であるため、この解析結果より実構造物（20m, 25m, 30m）での残留変位を近似的に算出する。上端部は直線的に変形していることから、所定の区間の水平方向変位量を線形的に換算し、圧縮側と引張側の換算値の平均から残留変位を算出した。

b) 頭部残留変位と最大履歴ひずみの関係

鋼管の最外縁における最大履歴ひずみ比と鋼管高さ 20m の頭部残留変位の関係を図-2.18に示す。圧縮軸力時の図-2.18(a)において、軸力比 0 の場合には、最外縁が $9.3\varepsilon_y$ に達しても、頭部残留変位は 171mm となり、道示 V[2-4] の許容残留変位 200mm（＝橋脚高さの 1/100）を満足する。また軸力比が高くなると、相対的に残留変位が低下する傾向にあり、引張軸力が作用する場合には、軸力比 0 とほぼ同様の値となる。

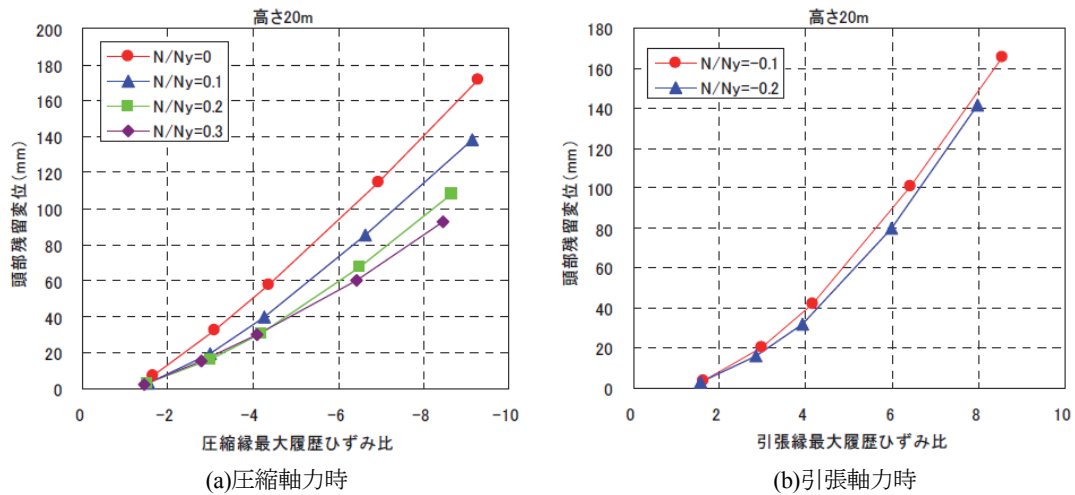


図-2.18 頭部残留変位—最大履歴ひずみ比の関係（高さ $h=20\text{m}$ ）

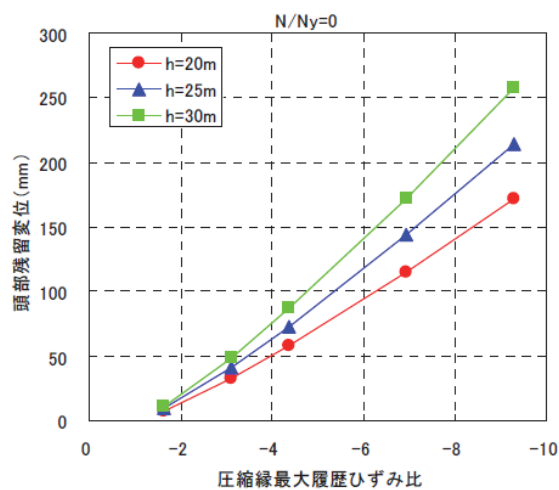


図-2.19 頭部残留変位—最大履歴ひずみ比の関係（ $N/N_y=0$ ）

頭部残留変位を橋脚の高さで除した値を残留変位比とし、最大履歴ひずみ比との関係を図-2.20に示す。全ての解析ケースにおいて残留変位は橋脚高さの $h/100$ 以下である。ここで、許容残留変位を $h/300$ と設定すると、最大履歴ひずみ比は約 $5\epsilon_y$ となる。また、図-2.21では軸力比 0 における橋脚高さの異なる解析結果を比較しているが、橋脚高さの影響が認められない。よって、単柱の挙動としては、基部に損傷が集中するために、基部の変形角で整理できることがわかる。

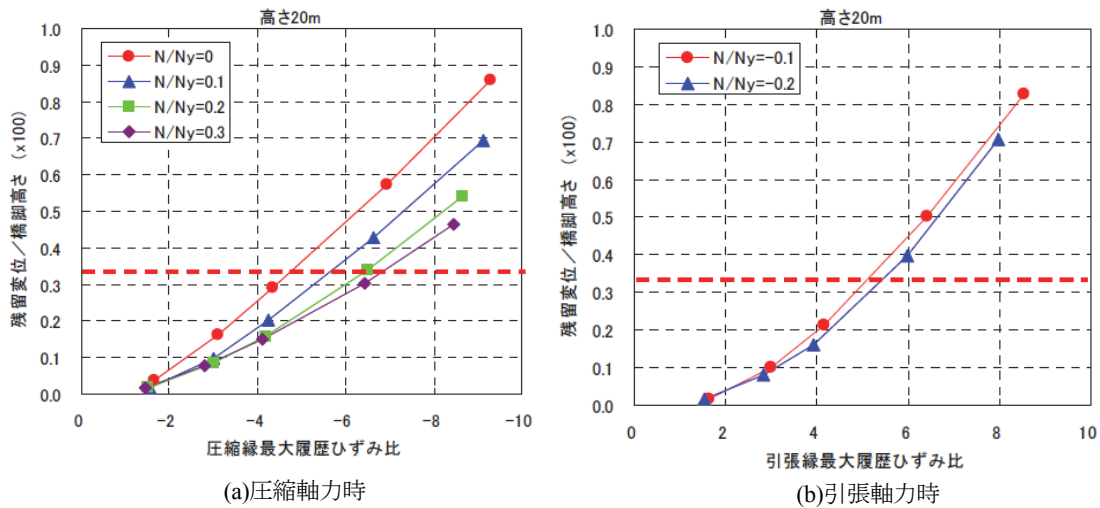


図-2.20 残留変位比と最大履歴ひずみ比

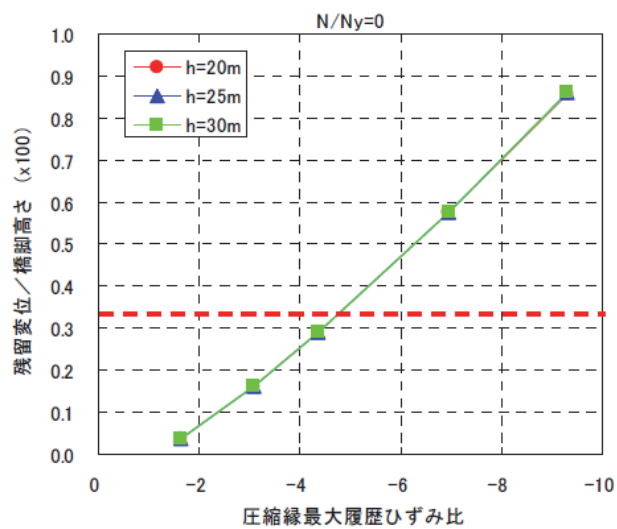


図-2.21 残留変位比と最大履歴ひずみ比 ($N/N_y=0$)

2.5.4 既往の技術基準

ここでは参考までに既往の技術基準における鋼管の許容値を整理する。

(1) 道路橋示方書 V 耐震設計編 [2-1]

道路橋示方書においては、コンクリートを充填しない場合と充填する場合の円形断面の鋼製橋脚の許容値 ε_a は以下のように定められている。

$$\frac{\varepsilon_a}{\varepsilon_y} \leq 20 - 140R_t \quad (2.3)$$

ここに、 ε_a ：許容ひずみ

ε_y ：降伏ひずみ

R_t ：式(2.4)で定義する塑性化を考慮する鋼断面の径厚比パラメータ

$$R_t = \frac{R}{t} \frac{\sigma_y}{E} \sqrt{3(1-\mu^2)} \quad (2.4)$$

R : 板厚中心位置の半径(mm)

t : 鋼管の板厚(mm)

μ : 鋼材のポアソン比

なお、 $D=1000, t=22$ の場合は $11\varepsilon_y$ ($D/t=1.1\sim 5.0\%$ の時、 $3.5\sim 16\varepsilon_y$) となる。
コンクリートを充填した場合

$$\frac{\varepsilon_a}{\varepsilon_y} \leq 5 \quad (2.5)$$

(2) JSSC ガイドライン[2-5]

JSSC ガイドラインでは軽微な損傷（健全度 2）として、最大応答変位 $2.8\delta_y$ 、最大応答ひずみ $2.0\varepsilon_y$ 、残留変位の制限値 $h/300$ と定められている。ひずみ制限値は、レベル 2 地震動を受ける単柱式鋼製橋脚および鋼ラーメン橋脚の地震応答解析から得られた最大応答変位と最大応答平均ひずみの関係を基に決められたものであるが、橋脚以外の構造物の部材にもこの制限値を準用する形で規定されている。

2.5.5 鋼管柱の各健全度に応じた許容値

以上、既往の実験、解析および技術基準等について整理した結果を踏まえて、鋼管柱の各健全度に応じた許容値を以下のように設定する。

(1) 健全度 1

健全度 1 では鋼管最外縁において許容応力度以下であることを照査する。ただし、レベル 1 地震動に対しては道示 V[2-1] に従い 1.5 の許容応力度の割増しを考慮する。

(2) 健全度 2

鋼管集成橋脚の縮小模型実験では、鋼管最外縁の圧縮ひずみが $2.0\varepsilon_y$ までは構造全体の水平荷重－変位関係において弾性的な挙動を示していた。また、鋼管組杭実験においても鋼管最外縁の圧縮ひずみが $2.0\varepsilon_y$ まではヒステリシス曲線において線形挙動を示していた。さらに、JSSC ガイドライン[2-5] でもひずみ照査法では、健全度 2 を $2.0\varepsilon_y$ 以下としている。よって健全度 2 の構造弾性範囲としては、鋼管最外縁の圧縮ひずみが $2.0\varepsilon_y$ 以下であることを照査することとする。

(3) 健全度 3

鋼管集成橋脚の縮小模型実験では、鋼管最外縁の圧縮ひずみが $3.0\sim 4.0\varepsilon_y$ までは構造全体の水平荷重－変位関係において安定的した履歴が得られていた。また、鋼管組杭実験においても鋼管最外縁の圧縮ひずみが $4.0\sim 5.0\varepsilon_y$ まではヒステリシス曲線において安定的な挙動を示していた。道示 V[2-1] ではコンクリートを充填した円形鋼管の許容ひずみを $5.0\varepsilon_y$ と規定している。よって健全度 3 としては、鋼管最外縁の圧縮ひずみが $5.0\varepsilon_y$ 以下であることを照査することとする。

(4) 健全度 4

健全度 4 については、鋼管の終局状態を照査するものとし、手引き[2-8] に記載の手法により鋼管の損傷度が 1.0 未満になるように照査する。

2.6 せん断パネルの許容せん断ひずみの検討

せん断パネルは地震性能 IIa, IIb では健全度 3 に、地震性能 III では健全度 4 を満足するように照査する。ここでは、せん断パネルの健全度 3、健全度 4 に対応する照査方法について、既往の実験から許容ひずみの検討を行った。

2.6.1 試験概要

過年度に実施された鋼管集成橋脚の横つなぎ材を対象とした模型実験[2-12] より許容せん断ひずみの検討を行う。試験体は図-2.22に示す 1/2 縮小模型とし表-2.9に示す仕様とした。試験方法は鋼管柱上下をピン構造とした上で鋼管柱上下を連結し、試験体上部より 1000kN 油圧シリンダーにより正負交番水平荷重を載荷する形式とした。また、載荷サイクルは、図-2.23に示すように横つなぎ材の相対せん断変位を鋼管中心間隔 (1200mm) で除したせん断ひずみ (以下制御ひずみと称す) をモニタリングしながら、0.2% (せん断降伏) から 0.4% を 1 サイクル、0.6~5.0% までを 3 サイクルの載荷を行い、それ以後は試験体の耐力が低下するまで 1 サイクルでの載荷を行うこととした。

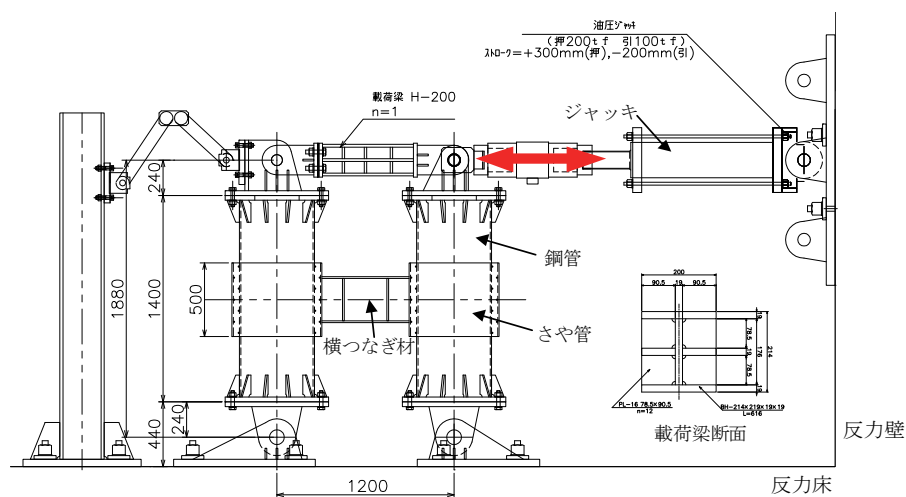


図-2.22 試験要領

表-2.9 試験体ケース

ケース	形式	鋼管柱	接合部	横つなぎ材
Case 1	ダイヤフラム形式	φ 508, t12.7mm	鋼管内側に 環状ダイヤフラム	H312×120 フランジ 厚12mm ウェブ 厚6mm
Case 2	さや管形式		さや管 φ 610,t12mm, L=500mm	
Case 3	さや管形式		さや管 φ 610,t16mm, L=700mm	

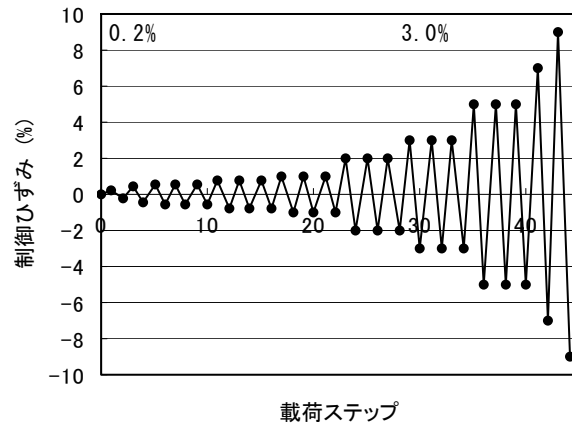


図-2.23 载荷ステップ

2.6.2 セン断パネルのせん断応力度－せん断ひずみ関係

Case1 と Case2 の中央パネルのせん断応力度－せん断ひずみ関係について全体のせん断変形角 3%までのサイクルを図-2.24に、全サイクルを図-2.25に示す．図-2.24より全体のせん断変形角 3%までは安定した挙動を示しており、そのせん断ひずみは 10%である．図-2.25より全体のせん断変形角 9%で中央パネルにき裂が生じ、耐力を消失したときのせん断ひずみは 15%～20%に達していた．

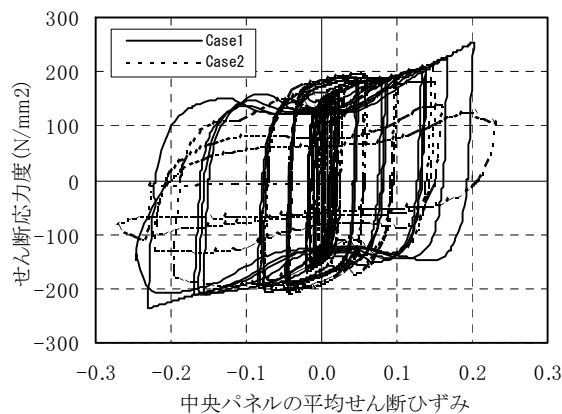


図-2.24 中央パネルのせん断応力度－せん断ひずみ関係（全体のせん断変形角 3%まで）

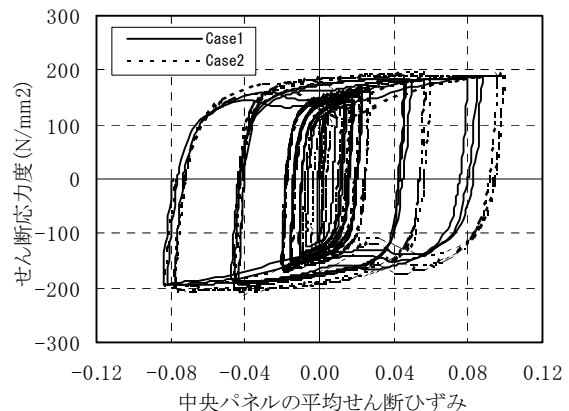


図-2.25 中央パネルのせん断応力度－せん断ひずみ関係

2.6.3 セン断パネルの各健全度に応じた許容せん断ひずみ

既往の実験結果を踏まえて、せん断パネルの健全度 3、健全度 4 に応じた許容せん断ひずみを以下のように設定する．

(1) 健全度 3

健全度 3 では、せん断パネルが安定した挙動を示していたせん断ひずみが 10%程度であったことから、8%以下であることを照査することとする．

(2) 健全度 4

健全度 4 では、せん断パネルの中央に亀裂が生じ、耐力を消失したせん断ひずみが 15%～20%であったことから、12%以下であることを照査することとする．

2.7 まとめ

本章では、性能設計体系に基づき、本橋脚の地震動レベルに応じた要求性能を性能マトリクスで規定した上で、既往の実験や解析結果に基づき、各地震性能に応じた照査対象部材の健全度の定量的な照査方法を示した。

本章で得られた知見は以下のとおりである。

- (1) 本橋脚ではレベル1地震動に対しては「無損傷」（地震性能Ⅰ）、レベル2地震動に対してはせん断パネルだけに損傷を集約し、鋼管柱は構造弾性範囲にとどめる「小損傷」（地震性能Ⅱa）を基本とした。従来はレベル2地震動のような大地震に対しては軽微な損傷に収める設計は経済性の観点等から不合理と考えられてきたが、本橋脚のように制震ダンパーを構造物内に設置し、主構造部材の損傷を制御する損傷制御設計の考え方を導入することにより、このような設計が可能となる。
- (2) 鋼管柱の健全度2の照査については、鋼管集成橋脚の縮小模型実験では、鋼管最外縁の圧縮ひずみが $2.0\varepsilon_y$ までは構造全体の水平荷重－変位関係において弾性的な挙動を示していたこと、また、鋼管組杭実験においても鋼管最外縁の圧縮ひずみが $2.0\varepsilon_y$ まではヒステリシス曲線において線形挙動を示していたことから、鋼管最外縁の圧縮ひずみが $2.0\varepsilon_y$ 以下であることを照査することとした。
- (3) せん断パネルの健全度3の照査では、せん断パネルが安定した挙動を示していたせん断ひずみが10%程度であったことから、8%以下であることを照査することとした。健全度4の照査では、せん断パネルの中央に亀裂が生じ、耐力を消失したせん断ひずみが15%～20%であったことから、12%以下であることを照査することとした。

第2章 参考文献

- [2-1] 国土交通省：土木・建築にかかる設計の基本，2002.10.
- [2-2] (公社)土木学会：包括設計コード（案），土木学会包括設計コード策定基礎調査委員会，2003.3.
- [2-3] (公社)日本地震工学会：性能規定型耐震設計法の現状と課題 平成 15 年度報告書，性能規定型耐震設計法に関する研究委員会，2004.3.
- [2-4] (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解析Ⅴ耐震設計編，2012.
- [2-5] (一社)日本鋼構造協会：鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン，技報堂出版，2006.8.
- [2-6] (公社)土木学会：橋の動的耐震設計，土木学会地震工学委員会，2003.3.
- [2-7] (一社)日本鋼構造協会・鋼橋の性能照査型設計対応研究委員会・鋼橋の耐震性能部会：鋼橋の耐震性能設計の基本と応用，2002.9.
- [2-8] 阪神高速道路株式会社：鋼管集成橋脚の設計製作架設手引き（案），2011.4.
- [2-9] 塩井幸武，木村亮，嶋津晃臣，吉田映，高野公寿：鋼管杭基礎の終局水平耐力に関する模型実験（その1），第31回地盤工学研究発表会，(公社)地盤工学会，1996.7.
- [2-10] 長谷川明，毛呂眞，木村亮，瀧田昌毅，中川敬：鋼管杭基礎の終局水平耐力に関する模型実験（その2），第31回地盤工学研究発表会，(公社)地盤工学会，1996.7.
- [2-11] 金治英貞，米谷作記子，林訓裕，豊島徑，西海健二：鋼管集成橋脚の縮小モデル載荷試験による力学的特性と設計妥当性の検討，鋼構造論文集，(一社)日本鋼構造協会，第13巻第49号，pp.11-24，2006.
- [2-12] 西海健二，豊島徑，金治英貞，林訓裕：鋼管集成橋脚における接続部のエネルギー吸収性能に関する実験的研究，第9回地震時保有水平体力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，(公社)土木学会，2006.

第3章 鋼管集成橋脚の地震応答特性

3.1 概説

鋼管集成橋脚の地震応答特性に関する既往の検討[3-1][3-2][3-3]は、ある一定の設計条件に基づいて検討されたものであり、本橋脚の実用化にあたっては、橋脚高さ、上部構造重量、入力地震動、単柱やラーメン構造のような橋脚形式等の様々な設計条件の差異が本構造の地震応答特性に与える影響を把握しておく必要があると考えられる。また、本構造の設計手法として採用している損傷制御設計は、合理的な構造を実現することができる一方、設計者の経験や知識によって設計成果に差異をもたらす懸念がある。そこで本検討では、鋼管集成橋脚の設計実務に資するために、橋脚高さ、上部構造重量、橋脚形式等の設計条件の差異が本構造の地震応答特性に与える影響についてパラメータスタディによって評価する。

さらに、橋梁全体系の中での鋼管集成橋脚の地震応答特性を評価するために、実際に本橋脚を採用した阪神高速2号淀川左岸線の海老江JCTのDランプを対象とした検討を行う。具体的には、曲線橋での採用を念頭に置いた橋脚のねじり剛性の検討、上部構造による拘束条件が橋脚の地震時挙動に与える影響、およびせん断パネルのせん断剛性の最適化に関する検討を行った。

3.2 橋脚単体モデルにおける地震応答特性の評価

本検討で対象とする鋼管集成橋脚の構造図を図-3.1に示す。本検討では、都市高速道路のランプ部を想定した2車線の幅員を有する上部構造を支持する単柱形式(図-3.1(a))と、本線部を想定した6車線の幅員を有する上部構造を支持するラーメン形式(図-3.1(b))を対象とした。単柱形式は、4本の鋼管からなり、ラーメン形式はその単柱形式2本で構成される。鋼管間の横つなぎ材は、図-3.2に示すように、鋼管接合部に添接板を考慮した幅のフランジがあり、その間にせん断パネルを有する。

基本モデルにおいて使用する鋼管は、鋼管杭として実績のある既製品のスパイラル溶接鋼管[SKK490]を想定し、径厚比パラメータ R_t が道路橋示方書[3-4]の規定値である0.08以下、かつJIS規格サイズであることを条件として、鋼管サイズは $\phi 1200\text{mm} \times 22\text{mm}$ ($R_t=0.07$)とした。また、鋼管の外端の間隔を外サイズと称し、4000mmとしている。

横つなぎ材のせん断パネル部には低降伏点鋼材[LY225]、フランジ部には溶接構造用鋼材[SM570]を使用し、鋼管サイズ、鋼管の外サイズ、添接板の幅(450mm \times 2)より、せん断パネルのサイズは700mm \times 22mm ($30 \leq b_w/t_w = 32 \leq 50$)とした。鋼管基部には、コンクリートが部分充填され、その充填高さは文献[3-5]を参考にして橋脚高さの1/3とした。

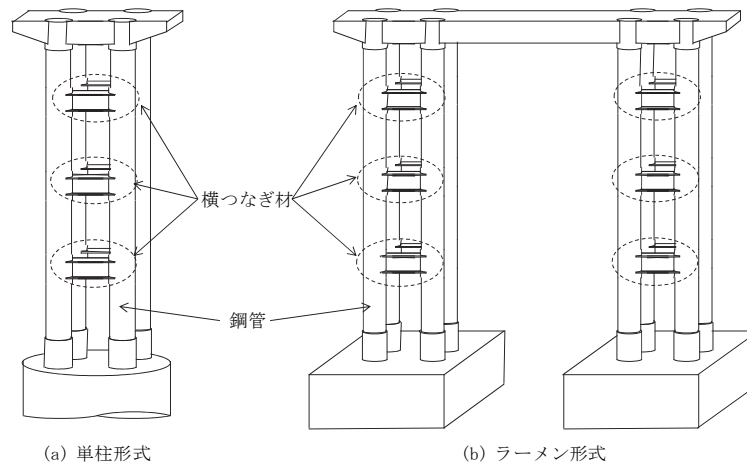


図-3.1 対象構造

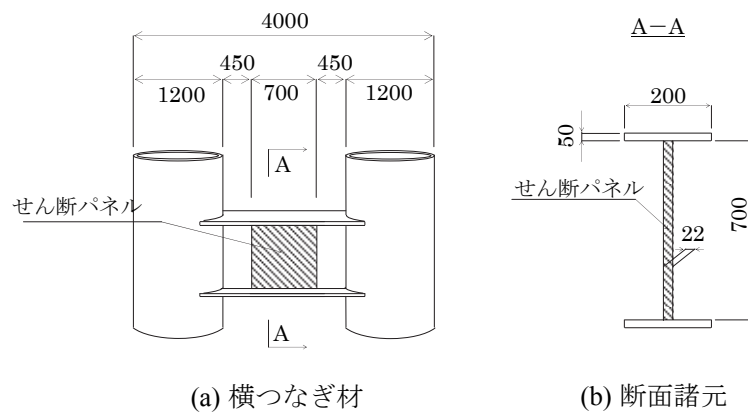


図-3.2 横つなぎ材構造図（基本モデル）

3.3 解析条件

3.3.1 解析モデル

解析モデルは2軸曲げと軸力変動を考慮できるファイバーモデルを用いて構築し、材料非線形と幾何学的非線形を考慮する複合非線形解析を行う。モデルの骨組み構造図を図-3.3(a)に、鋼管断面、コンクリート充填断面のファイバー要素のセル分割図を図-3.3 (b)(c)に示す。鋼管断面のファイバー要素のセル分割は、円周方向に64分割、板厚方向に2分割した。なお、鋼管上端部と接合する梁は、実剛度の梁としてモデル化し、鋼管下端は本検討では基礎より上部の鋼管集成橋脚の地震応答特性を把握するという観点から、完全拘束とした。

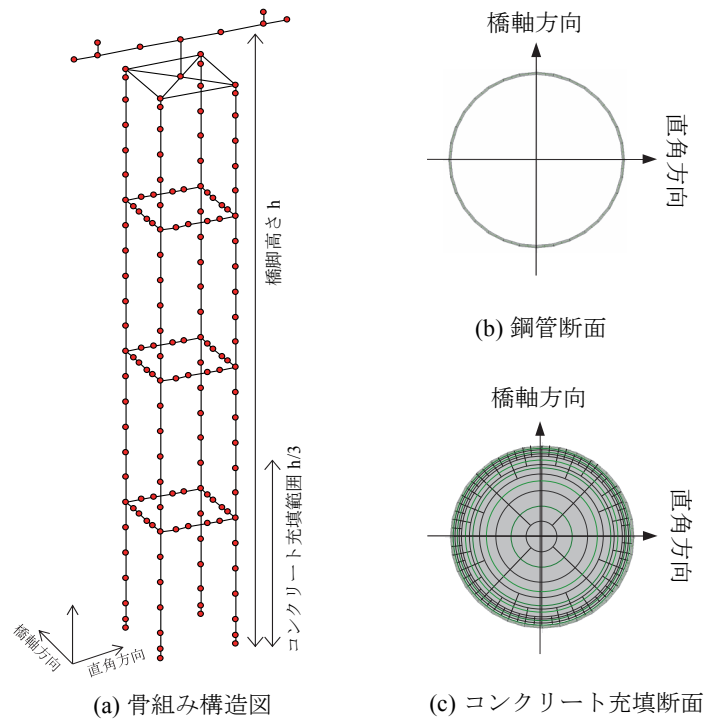


図-3.3 解析モデル（単柱形式）

3.3.2 材料構成則

鋼管柱、梁部、横つなぎ材フランジにおける普通鋼材、充填コンクリート、低降伏点鋼を用いるせん断パネルの各材料構成則を図-3.4に示す。鋼材については、図-3.4(a)に示すバイリニア移動硬化則とし、降伏剛性はひずみ硬化などを考慮して $E/100$ とする。コンクリートについては図-3.4(b)に示す応力-ひずみ関係を採用する。なお、除荷と再載荷時剛性は初期剛性と同じとし、充填コンクリートの圧縮破壊ひずみは文献[3-6]を参考に 1.1%とする。せん断パネルについては、普通鋼材同様、図-3.4(c)に示すバイリニア移動硬化則とし、降伏剛性はひずみ硬化などを評価して $G/100$ とする。

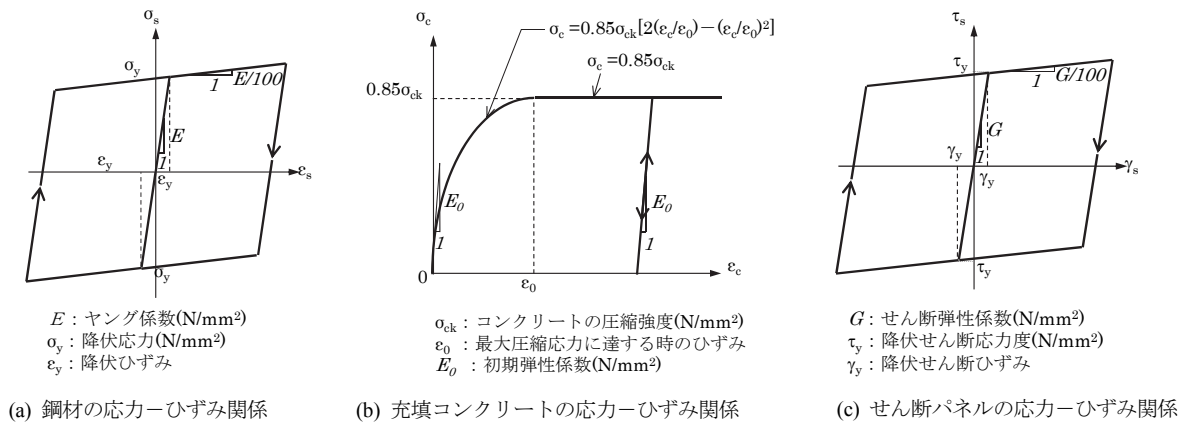


図-3.4 材料構成則

3.3.3 解析方法

鋼管集成橋脚の基本特性を把握するために、プッシュオーバー解析と非線形時刻歴応答解析を用いてパラメータスタディを行う。

プッシュオーバー解析は、対象橋脚の変形性能、耐荷力を把握するために行う。荷重は、鉛直方向に死荷重（軸力比 $P/Py=0.08$ ）を載荷した状態で、水平方向に漸増載荷させる。この水平荷重は単柱形式の場合は橋軸方向に、ラーメン形式の場合は、橋軸方向および橋軸直角方向に作用させる。

非線形時刻歴応答解析は、レベル2地震動に対する動的特性を把握するために行う。解析は、鉛直方向に死荷重を作用させた状態で、単柱形式の場合は橋軸方向に対して、ラーメン形式の場合は橋軸方向および橋軸直角方向に対して応答解析を行う。入力波形としては、道路橋示方書⁴⁾に規定されている標準波形のうち、タイプⅡ-Ⅱ種地盤-No.1（図-3.5(b)）を用いることを基本とする。また、入力地震波の差異が応答値に与える影響を検討する場合は、同じくタイプⅡ-Ⅰ種地盤-No.1（図-3.5(a)），Ⅲ種地盤-No.1の波形（図-3.5(c)）を用いる。各入力地震波の加速度応答スペクトルを図-3.6に示す。数値積分方法はニューマークの β 法（ $\beta=1/4$ ）とし、計算時間間隔は $\Delta t=0.01\text{sec}$ とする。

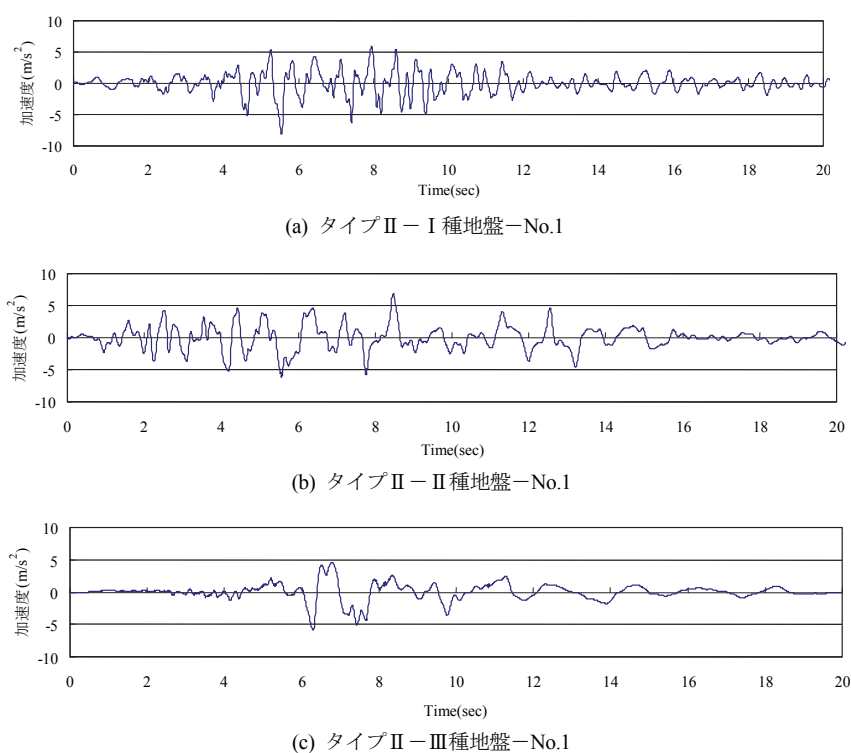


図-3.5 非線形時刻歴応答解析入力地震波

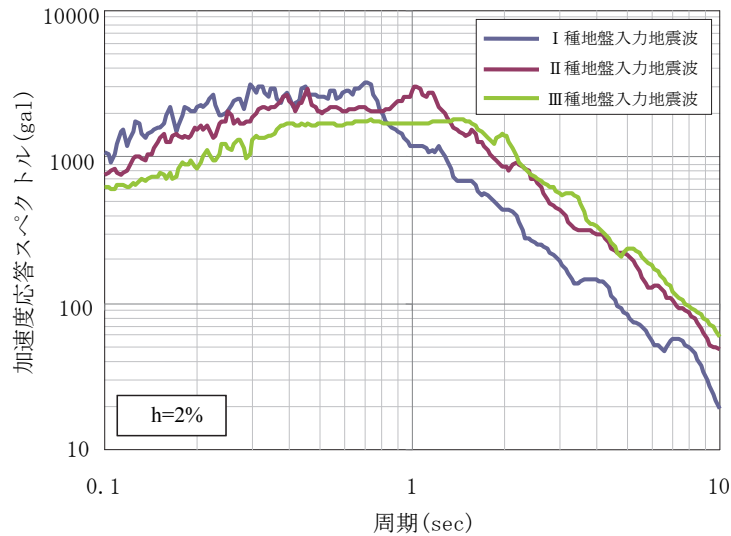


図-3.6 入力地震波加速度応答スペクトル

3.4 単柱形式の地震応答特性の検討

3.4.1 基本パラメータ

単柱形式の鋼管集成橋脚の地震応答特性を把握することを目的とし、パラメータスタディを行う。パラメータスタディを行う上で基本となるパラメータは、橋脚高さおよび上部構造重量とした。以下、この2つのパラメータを基本パラメータという。橋脚高さは15m、20m、25m、30m、35mの5ケースとし、鋼管の外サイズは4mで一定とした。各ケースのモデル図および B/h (= 鋼管外サイズ/橋脚高さ)を図-3.7に示す。上部構造重量については、ランプ部の2車線の幅員を有する上部構造を想定し、床版形式、幅員、支間長の異なる5ケースを設定した。上部構造重量ケースと各ケースの想定諸元を表-3.1に示す。橋脚高さ5ケース、上部構造重量5ケースの組み合わせにより25ケースのパラメータスタディを行う。25ケースのうち、基本モデルとする橋脚高さ25m($B/h=1/6.25$)、上部構造重量4,369kN(以下、基本モデルの上部構造重量を基本重量 W_0 と称する)の場合の構造諸元を表-3.2に示す。

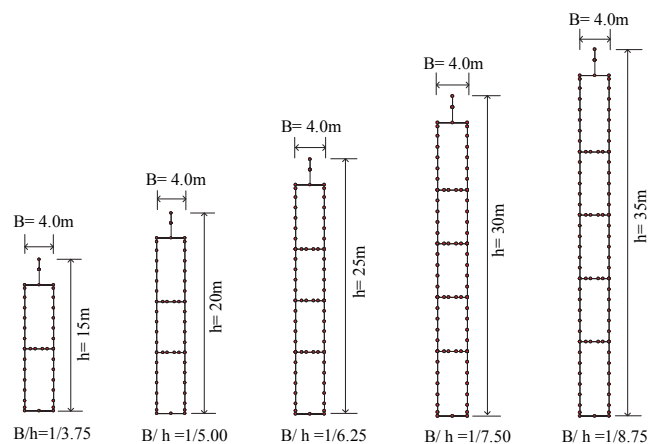


図-3.7 橋脚高さケース (単柱形式)

表-3.1 上部構造重量ケース（単柱形式）

Case	重量(kN)	Case1との重量比	想定諸元			
			橋梁形式(kN/m ²)		幅員(m)	支間長(m)
1	4,369	1.00	鋼床版箱桁	5.5	7	110
2	5,450	1.25	鋼床版箱桁	5.5	8	120
3	6,354	1.50	鋼床版箱桁	5.5	9	130
4	7,600	1.75	鋼床版箱桁	5.5	10	140
5	11,057	2.50	RC床版 非合成I桁	7.0	11	150

表-3.2 鋼管集成橋脚構造諸元（単柱形式 基本モデル）

上部構造	重量	4,369 kN
橋脚	高さ	25 m
鋼管	断面	4 - pipe 1200mm×22mm [SKK490]
	径厚比パラメータ	$R_t = 0.07 \leq 0.08$
	外サイズ	4.0 m
横つなぎ材	段数	3段
	位置	(フーチング上から順に) 6m、11m、16m
	断面	I 形断面（パネル長700mm）
		2 - flg.PL 200mm×30mm [SM570]
		1 - web.PL 700mm×22mm [LY225]
	幅厚比パラメータ	$R_{\tau w} = 0.28 \leq 0.5$
基礎	境界条件	固定
地盤種別		II 種地盤

3.4.2 プッシュオーバー解析

単柱形式の鋼管集成橋脚の変形性能，耐荷力を把握することを目的としプッシュオーバー解析を行った．橋軸方向載荷時の震度（荷重倍率）－橋脚天端水平変位の関係を上部構造重量ケース毎に図－8(a)～(e) に示す．図中の“△”印は全箇所のせん断パネルのうち，最初のせん断パネルが降伏した点，“○”印は4本の鋼管のうち，最初の鋼管の基部が降伏した点を示す．なお，鋼管の降伏は圧縮側最外縁のセルのひずみが降伏ひずみに達したときと定義している．

ほとんどのケースにおいて，主構造である鋼管基部よりせん断パネルが先行して降伏する機構（損傷制御構造）となっている．ただし， B/h が小さく上部構造重量が大きいケースでは，せん断パネルが降伏してから次に鋼管基部が降伏するまでの荷重倍率差が小さいため，鋼管の損傷を抑制する損傷制御構造の効果が小さくなるケースがあった．

また，上部構造が重いほど，また B/h が小さい（橋脚高が高い）ほど変形が大きくなり塑性化が進行しやすい傾向を示した．一方，せん断パネルや鋼管基部が初期降伏を迎えても，著しい荷重低下はみられなかった．これは，本構造がせん断パネル，鋼管を1つの構造系内に複数有しており，せん断パネル1枚，鋼管1本が降伏しても，構造全体系への影響は小さいためである．

L1地震動相当の震度0.3に対しては、ほとんどのケースで、鋼管基部が降伏に至ることはなかったが、橋脚高さ30mの $B/h=1/7.50$ 、上部構造重量が $W_0 \times 2.5$ 倍のCase5では、鋼管基部の引張ひずみが $1.09 \epsilon_y$ 、橋脚高さ35mの $B/h=1/8.75$ 、上部構造重量が $W_0 \times 2.5$ 倍のCase5において、鋼管基部の引張ひずみが $1.11 \epsilon_y$ と降伏ひずみを10%程度上回る結果となった。

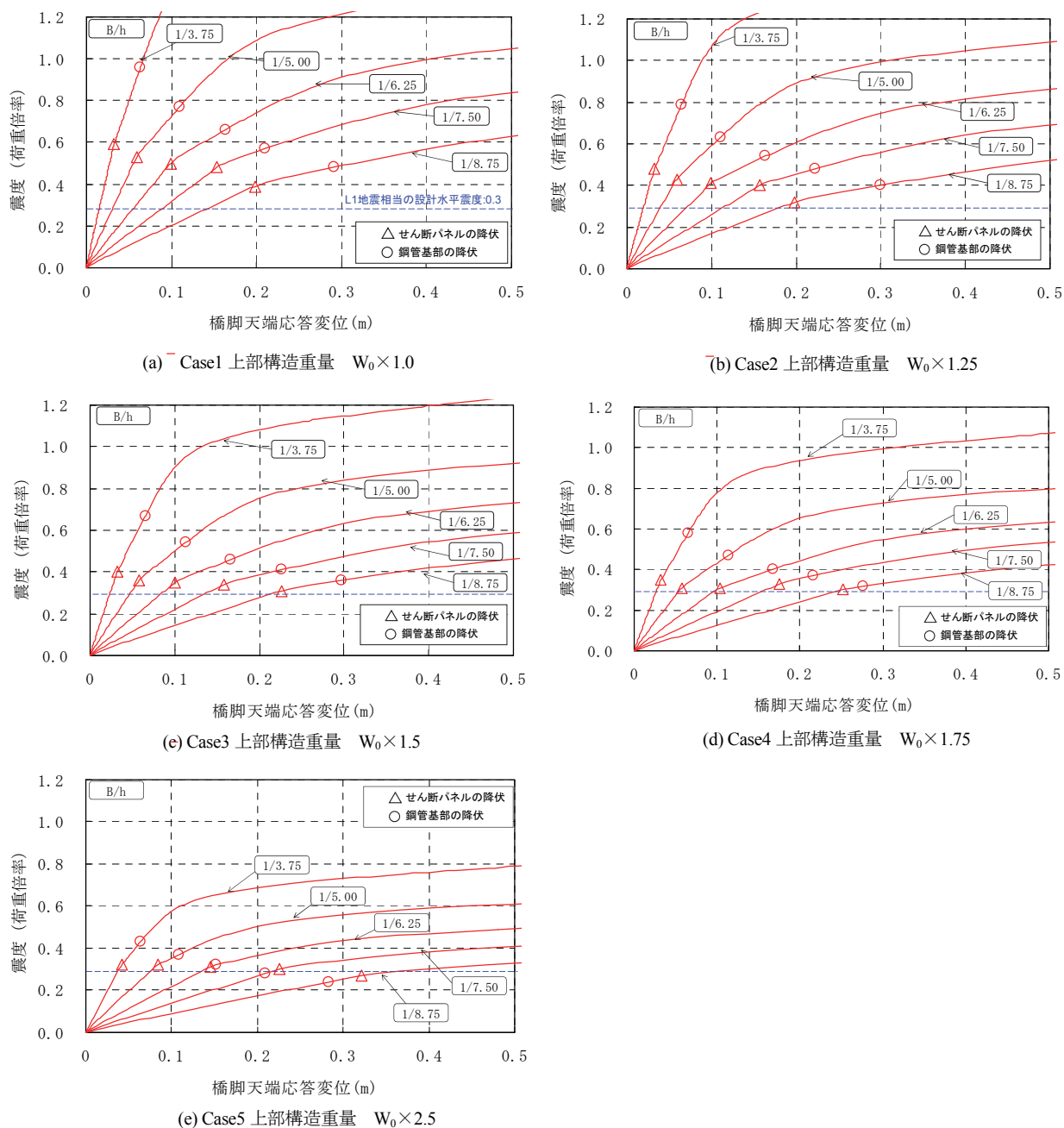


図-3.8 プッシュオーバー解析結果（単柱式）

3.4.3 非線形時刻歴応答解析結果

(1) 地震応答特性

単柱形式の鋼管集成橋脚の地震応答特性を把握することを目的とし非線形時刻歴応答解析を行った。前述のとおり，基本パラメータとしてⅡ種地盤入力地震波を設定する。25 ケースの橋脚天端における最大応答変位を図-3.9(b)に示す。上部構造重量が W_0 の等倍，1.25 倍のケースでは，橋脚が高くなるに従って最大応答変位が大きくなるのに対して， W_0 の 1.5 倍以上のケースでは，橋脚が高くなるに従って最大応答変位が頭打ちする傾向がみられた。最大応答変位は約 0.7m であった。

橋脚天端における最大応答加速度を図-3.10(b)に示す。上部構造重量が W_0 の等倍，1.25 倍，1.5 倍，1.50 倍のケースでは，橋脚が高くなるに従って最大応答加速度が低減していく傾向がみられた。一方， W_0 の 2.5 倍のケースでは，いずれの橋脚高さの場合も概ね一定の応答値を示した。最大応答加速度は約 16m/s^2 であった。

鋼管基部の最大引張りひずみを図-3.11(b)に，最大圧縮ひずみを図-3.12(b)に示す。上部構造重量が W_0 の等倍～1.75 倍のケースでは， B/h が 1/6.25 または 1/7.50 の場合に応答値のピークを示した。さらに， W_0 の等倍～1.75 倍のケースでは， B/h が 1/3.25，1/8.75 の場合の応答値が概ね同程度であった。一方， W_0 の 2.5 倍のケースでは，橋脚が高くなるに従って最大ひずみが低減していく傾向がみられた。鋼管基部の最大ひずみは，基本構造の重量の 2.5 倍のケースは例外として， $\varepsilon_{\max}/\varepsilon_y$ は弾性範囲の値～約 12 となっており， B/h ，重量の影響を大きく受ける。なお，基本構造の鋼管基部のひずみはいずれのケースも小さな値を示す。

せん断パネルの最大せん断ひずみを図-3.13(b)に示す。ここで，最大せん断ひずみは全段のパネルのうち最大応答値を示したパネルの応答値を抽出した。せん断パネルの最大せん断ひずみは，鋼管基部の最大応答ひずみ同様，上部構造重量が W_0 の等倍～1.75 倍のケースでは， B/h が 1/6.25 または 1/7.25 の場合に応答値のピークを示した。 $B/h=1/8.75$ の場合では，上部構造重量が大きいケースほど，最大せん断ひずみが小さくなった。なお，全段のパネルのうち，最大応答値を示したパネルは全 2 段のケース ($B/h=1/5.00$) では下から 1 段目，全 3 段のケース ($B/h=1/6.25$ ，1/7.50) では下から 2 段目，全 4 段のケース ($B/h=1/8.75$) では下から 2 段目，3 段目が同程度の応答値で最大となった。また，上部構造重量や B/h によって最大応答値を示した箇所は変化しなかったことから，横つなぎ材の段数によって，最大せん断ひずみの発生箇所は限定できることがわかった。

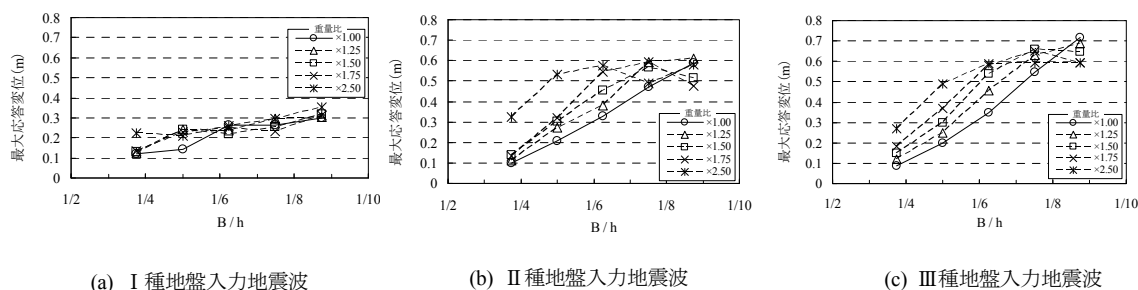


図-3.9 橋脚天端の最大応答変位

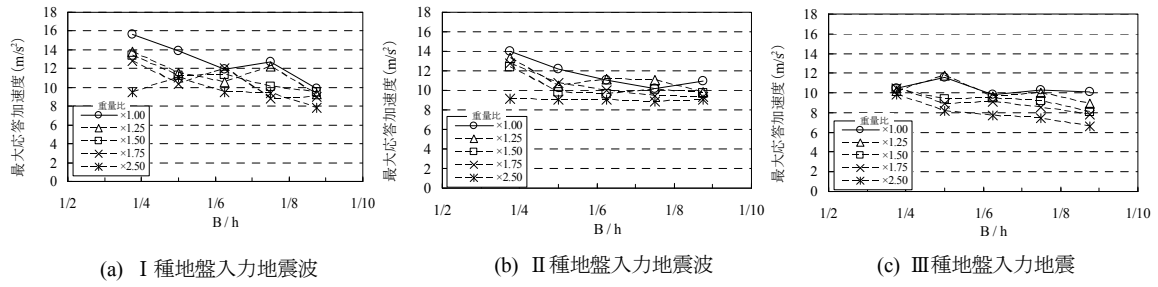


図-3.10 橋脚天端の最大応答加速度

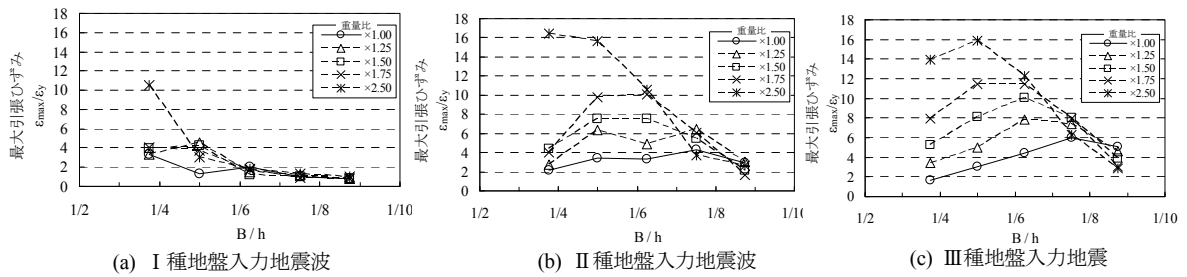


図-3.11 鋼管基部の最大引張ひずみ

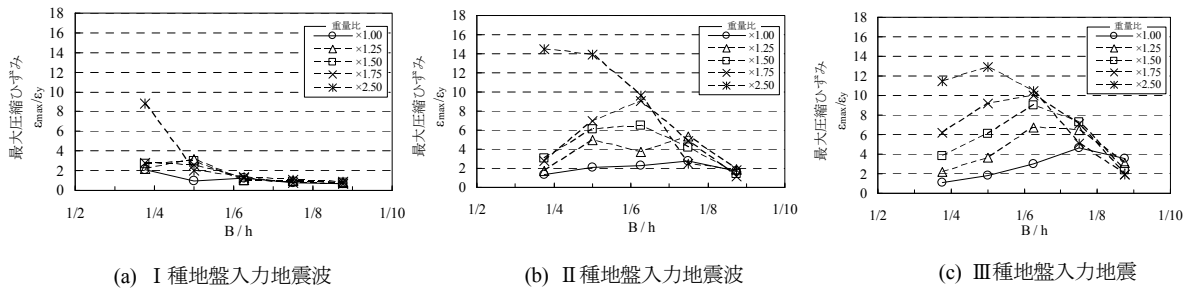


図-3.12 鋼管基部の最大圧縮ひずみ

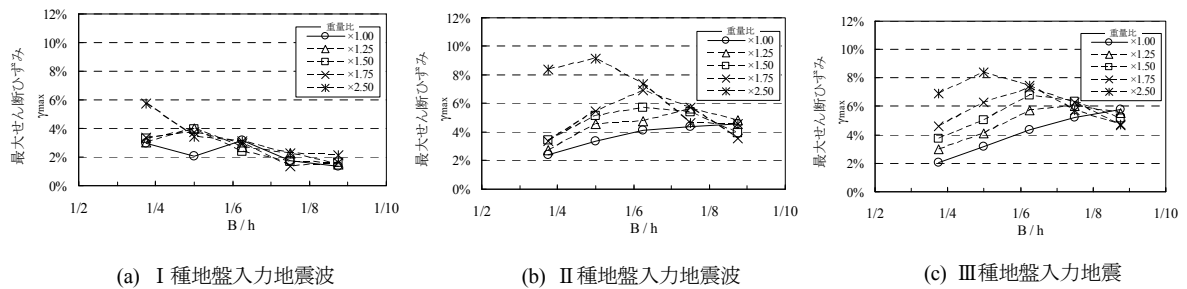


図-3.13 セン断パネルの最大せん断ひずみ

(2) 入力地震波の周期特性と強度

入力地震波の周期特性と強度の差異が、鋼管集成橋脚の地震応答特性に与える影響について検討した。周期特性と強度の異なる入力地震波として、タイプⅡ-Ⅱ種地盤-No.1（以下、Ⅱ種地震波）に加えて、タイプⅡ-Ⅰ種地盤-No.1（以下、Ⅰ種地震波）、タイプⅡ-Ⅲ種地盤-No.1（以下、Ⅲ種地震波）の2波を用いた。なお、本検討では鋼管基部の境界条件は固定であり、地盤種別の違いをみるのが目的ではない。

橋脚天端における最大応答変位を図-3.9(a)～(c)に示す。Ⅰ種地震波の最大応答変位が、他の地盤種別と比較して小さくなった。また、Ⅰ種地震波では上部構造重量によらず、いずれのケースについても、橋脚が高くなるに従って、最大応答変位が大きくなった。Ⅲ種地震波では、Ⅱ種地震波同様、上部構造重量が W_0 の等倍、1.25 倍のケースでは、橋脚が高くなるに従って最大応答変位が大きくなるのに対して、 W_0 の 1.5 倍、1.75 倍、2.5 倍のケースでは、橋脚が高くなるに従って最大応答変位が頭打ちする傾向がみられた。

橋脚天端における最大応答加速度を図-3.10(a)～(c)に示す。いずれの地盤種別においても、橋脚が高くなるに従って、最大応答加速度は小さくなる傾向がみられた。また、最大応答値については、Ⅰ種、Ⅱ種、Ⅲ種地盤の順に小さくなった。鋼管基部の最大引張りひずみを図-3.11(a)～(c)に、最大圧縮ひずみを図-3.12(a)～(c)に示す。Ⅰ種地震波では、上部構造重量が基本重量の 2.5 倍で、 $B/h=1/3.75$ のケースの最大引張りひずみが $10\epsilon_y$ を超えた以外は、全て $5\epsilon_y$ 以内に収まった。また同じⅠ種地盤において、橋脚が高くなるに従って、最大応答ひずみは小さくなる傾向がみられた。

一方、Ⅱ種、Ⅲ種地震波では、Ⅰ種地震波の傾向と異なり、上部構造重量が W_0 の 2.5 倍のケースを除き、 $B/h=1/6.25$ 、または $1/7.50$ のケースで応答値がピークを示した。また、 $B/h=1/8.75$ では、各上部構造重量の応答値が同程度に収束する傾向がみられた。せん断パネルの最大せん断ひずみを図-3.13(a)～(c)に示す。Ⅰ種地震波では、鋼管基部の最大応答ひずみ同様、橋脚が高くなるに従って、最大応答ひずみは小さくなる傾向がみられた。Ⅱ種、Ⅲ種地震波では、Ⅰ種地震波の傾向と異なり、 $B/h=1/5.00$ 、 $B/h=1/6.25$ のケースで最も応答ひずみが大きくなった。また、鋼管基部の最大応答ひずみ同様、 $B/h=1/8.75$ では、上部構造重量が異なっても、応答値は同程度に収束する傾向がみられた。

Ⅱ種、Ⅲ種地盤では、全体的に B/h が $1/6$ で大きな値を示す傾向があり、それより小さな値では応答が低減する傾向である。せん断パネルのひずみと総合的に判断すると、 B/h が $1/6$ より小さい場合には履歴減衰の効果が支配的であったものが、 $1/6$ 以上になると長周期化の効果が足し合わされる結果となったものと判断できる。入力地震動の影響は大きく、Ⅰ種地盤において橋脚天端応答加速度を除き各応答が小さく、本構造が特に有効に機能する。これはⅠ種地盤では構造の長周期化の効果が支配的であることを示すものである。

図-3.14に全 25 ケースの固有周期を示す。これより、本検討ケースの固有周期は概ね $0.5\sim 2.0s$ の範囲に分布していることがわかる。図-3.14とⅡ種地震波の図-3.9(b)および図-3.10(b)を比較すると、固有周期が概ね $1.2s$ を超えているケースについて、最大応答変位および最大応答加速度が低減していることがわかる。同様に、Ⅲ種地震波の場合は、構造物の固有周期が概ね $1.5s$ を超えた構造物に対して、応答値が低減することがわかる。

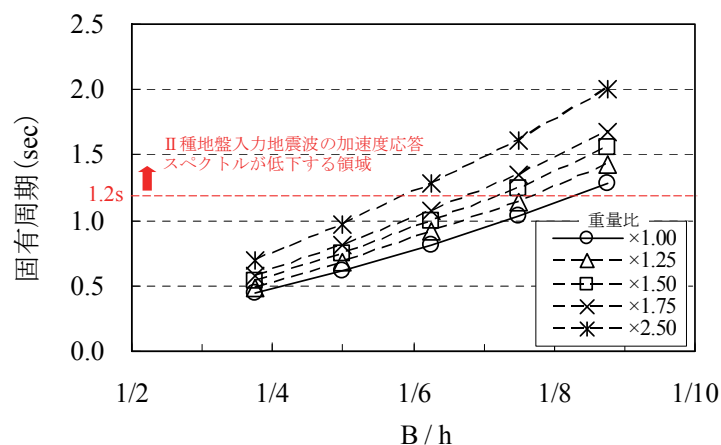


図-3.14 各ケースの固有周期

また、初期剛性による固有周期だけでなく、せん断パネルが塑性化し、固有周期が長周期化することによって、応答値が低減すると考えられる。例えば、 $B/h=1/8.75$ 、上部構造重量が W_0 の 1.5 倍の場合の初期剛性とせん断パネル降伏後の等価剛性の場合の固有周期は、1.5s から 2.0s に長周期化する(図-3.15参照)。なお、等価剛性は図-3.16に示すように、せん断パネルを等価剛性とした場合の最大せん断ひずみ γ_{\max} と、非線形とした場合の最大せん断ひずみ γ_{\max} が同程度となるように繰返し計算をして定めた。繰返し計算の結果、初期剛性が $7.70 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$ だったのに対して、等価剛性は $4.28 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ に低下した。図-3.15に示すように、固有周期が 1.5s から 2.0s に長周期化することにより、いずれの入力地震波でも加速度応答スペクトルが低減することがわかる。これはせん断パネルの塑性化による長周期化効果であり、本構造の特徴といえる。

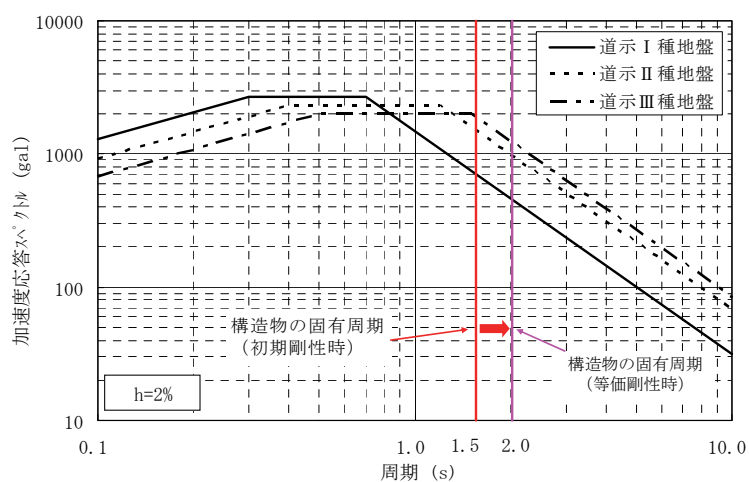


図-3.15 固有周期 ($B/h=1/8.75$, $W_0 \times 1.5$ の場合) と加速度応答スペクトル

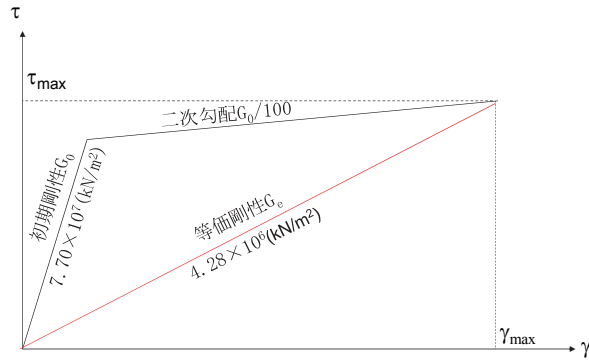


図-3.16 せん断パネル降伏後の等価剛性の設定 ($B/h=1/8.75$, $W_0 \times 1.5$ の場合)

さらに、同じ加速度応答スペクトルであるが、振幅調整する前の強震記録波形が異なる入力地震波について、鋼管集成橋脚の地震応答特性に与える影響について検討した。入力地震波は道路橋示方書のⅡ種地盤の標準波3波(No.1~No.3)を用いる。

橋脚天端の最大応答変位を図-3.17に、最大応答加速度を図-3.18に、鋼管基部の最大引張りずみを図-3.19に、最大圧縮ひずみ図-3.20に、せん断パネルの最大せん断ひずみを図-3.21に示す。3波の応答値を比較した結果、 B/h や上部構造重量の違いによる応答値の傾向は概ね同様であった。よって、入力地震波の周期特性と強度が同じであれば、地震応答特性も概ね同じ傾向になることがわかった。

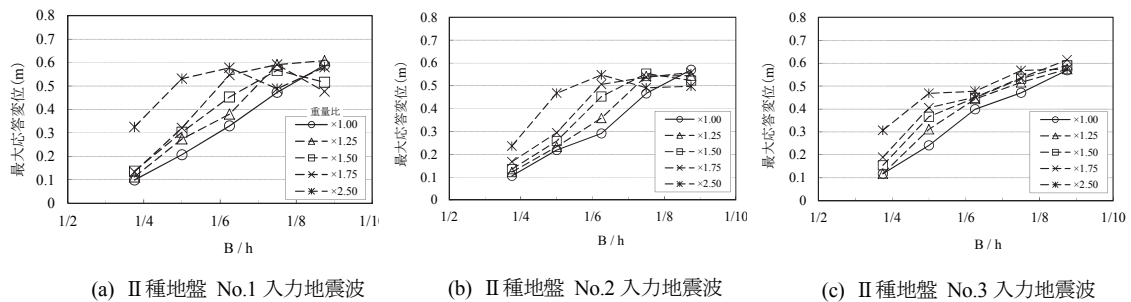


図-3.17 橋脚天端の最大応答変位

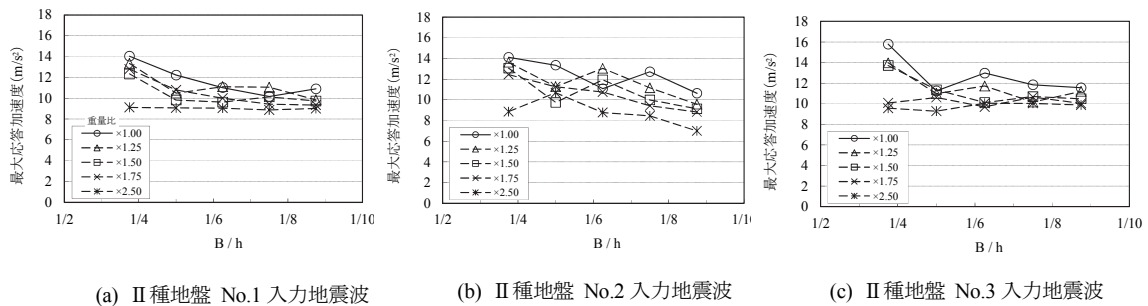


図-3.18 橋脚天端の最大応答加速度

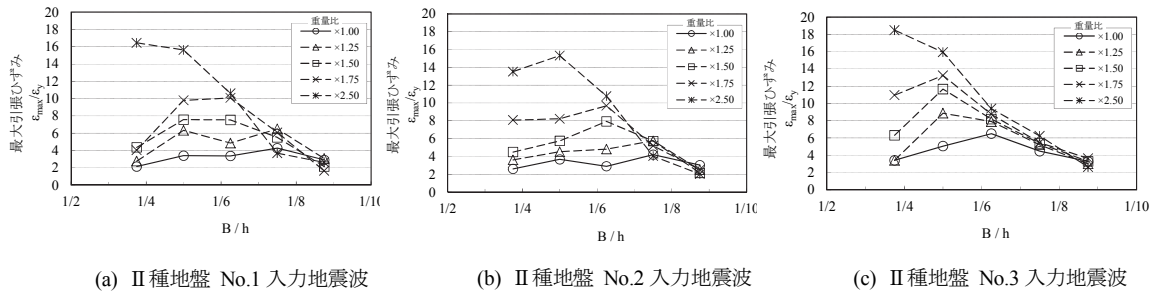


図-3.19 鋼管基部の最大引張ひずみ

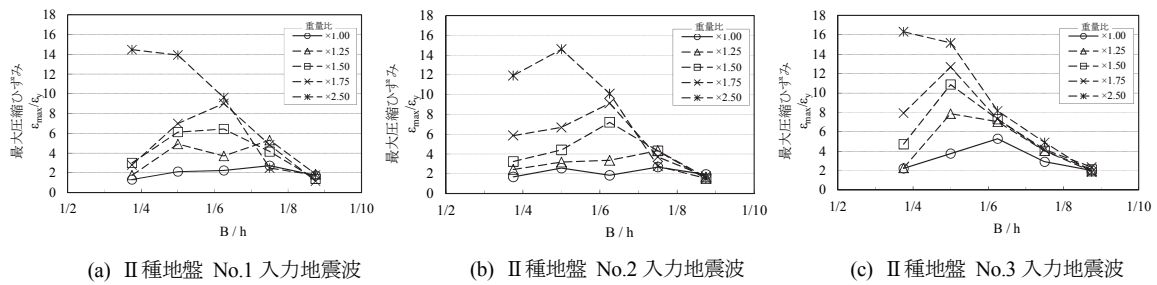


図-3.20 鋼管基部の最大圧縮ひずみ

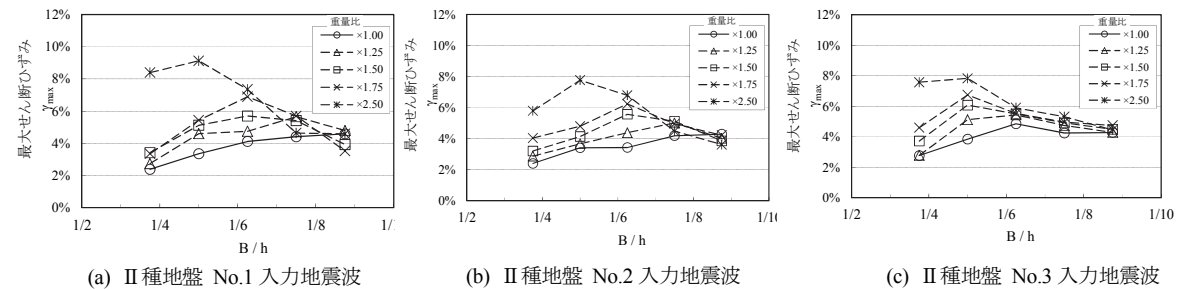


図-3.21 セン断パネルの最大せん断ひずみ

(4) セン断パネルのエネルギー吸収効果の検討

せん断パネルの塑性化によるエネルギー吸収効果について検討するために、せん断パネルの特性に着目したパラメータスタディを行った。

検討ケースは、上部構造重量を W_0 の 1.5 倍で一定とし、橋脚高さを 20, 25, 30m の 3 ケース、横つなぎ材を“①初期剛性 G_0 の線形部材としたモデル”、“②等価剛性の線形部材としたモデル”、“③2 次勾配 $G_0/100$ の非線形部材としたモデル”の 3 ケース、合計 $3 \times 3 = 9$ ケースについて比較検討を行った。図-3.22に各解析モデルを示す。粘性減衰については、せん断パネルのモデル化方法および橋脚高さの異なる 9 ケースを対象に、それぞれ固有値解析を行い、構造全体系の Rayleigh 減衰の設定を行った。固有値解析時のせん断パネルの剛性は、①線形部材と③非線形部材では初期剛性 G_0 を、②等価剛性部材では等価剛性 G_e とした。なお、固有値解析の結果、せん断パネルのモデル化が構造全体系の Rayleigh 減衰の設定に与える影響は小さいことを確認している。

橋脚天端の最大応答変位を図-3.23(a)に示す。いずれのケースも橋脚高さが大きくなるに従って、応答変位も大きくなった。また、橋脚高さ 25m において、②等価線形のケースの応答値が他の 2 ケース

の応答値より 0.2m 程度大きくなった以外は、いずれのケースも概ね同程度の応答値を示した。

橋脚天端の最大応答加速度を図-3.23(b)に示す。橋脚高さ 20m および 25m のケースでは、①線形と②等価線形のケースの応答値が同程度だった。一方、橋脚高さ 30m のケースでは、①線形に対して②等価線形のケースの応答値が 1m/s^2 程度低減した。これは②等価線形のケースの長周期化に伴い、固有周期が加速応答スペクトルの低下領域に入ったためであると考えられる。

鋼管基部の最大引張りずみを図-3.23(c)に、最大圧縮ひずみを図-3.23(d)に示す。①線形と②等価線形に着目すると、橋脚高さが 20m のケースでは、②等価線形が①線形を上回っていたのに対して、30m のケースでは両者の大小関係が逆転している。これは②等価線形のケースの鋼管基部の塑性化に伴う長周期化により、固有周期が加速度応答スペクトルの負勾配領域に入ったためであると考えられる。また、②等価線形と③非線形に着目すると、いずれの橋脚高さにおいても、③非線形が②等価線形を下回っている。これは、③非線形のケースのせん断パネルの塑性化に伴うエネルギー吸収効果によるものと考えられる。一方、橋脚高さ 30m では両者の応答値の差は小さくなる。これは前述したとおり、長周期の影響が支配的となっている。

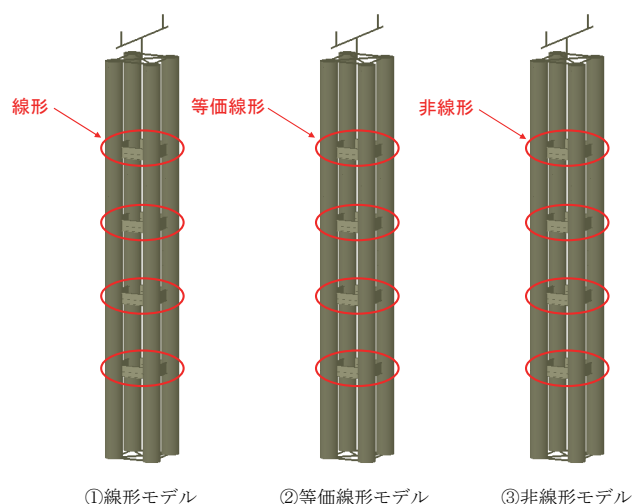


図-3.22 解析モデル

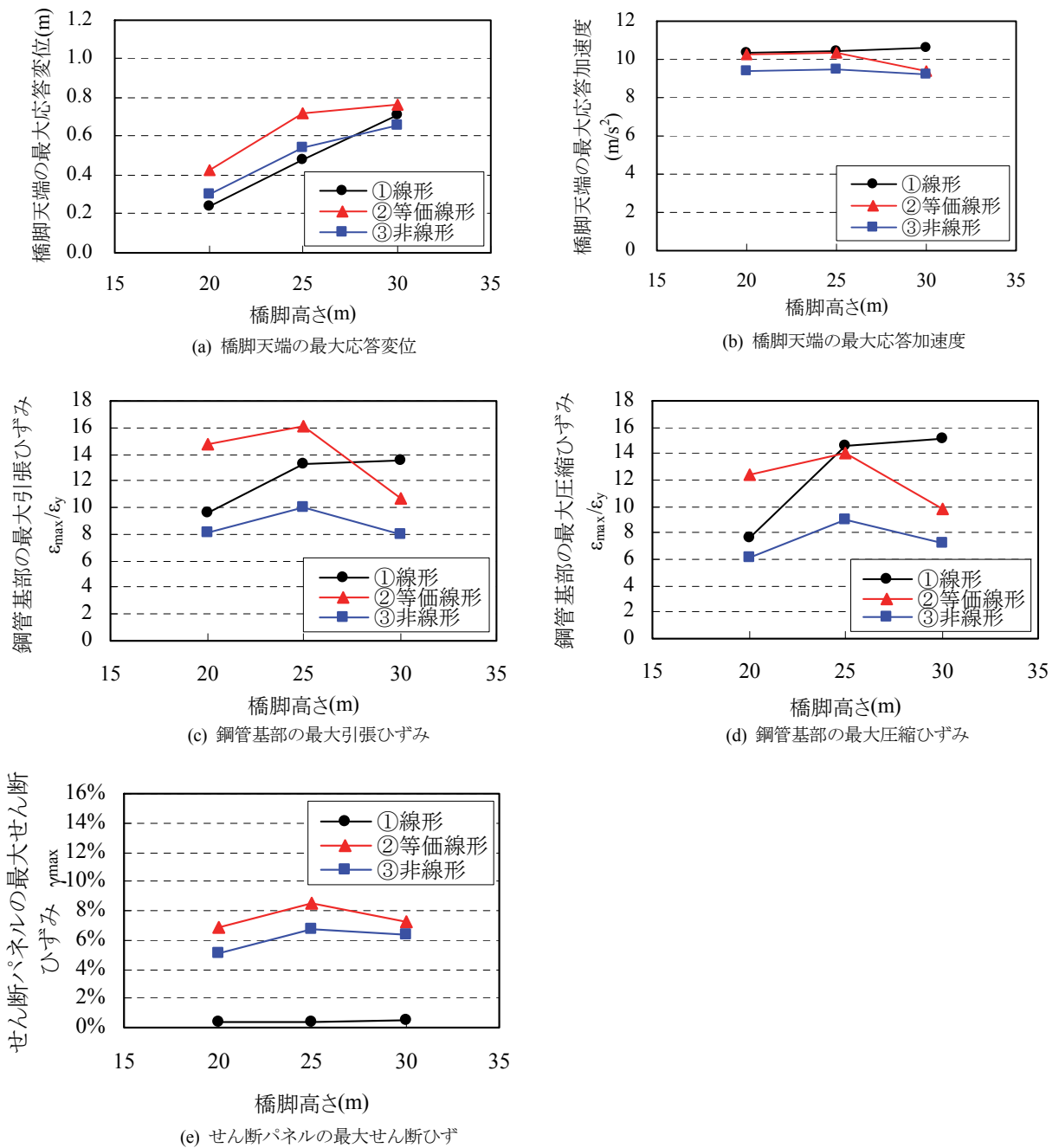


図-3.23 セン断パネルのモデル化による影響

3.5 ラーメン形式の地震応答特性の検討

3.5.1 検討条件

ラーメン形式の鋼管集成橋脚の地震応答特性を把握することを目的とし、パラメータスタディを行う。パラメータスタディを行う上で基本となるパラメータは、単柱形式の場合同様、橋脚高さおよび上部構造重量とした。ラーメン形式の両橋脚の高さは15m, 20m, 25m, 30m, 35mの5ケースとし、両橋脚の中心間隔のサイズは13m, 各橋脚の鋼管の外サイズは4mで一定とした。ラーメン形式の鋼

管集成橋脚のモデルを図-3.24に示す。鋼管上端部と接合する梁は、剛部材としてモデル化した。上部構造重量については、本線部の6車線の幅員を有する上部工を想定し、床版形式、幅員、支間長の異なる5ケースを設定した。荷重載荷方向は橋軸、橋軸直角方向の2ケースとする。上部構造重量を表-3.3に示す。単柱形式の場合同様、基本モデルのCase1の上部構造重量8,800kNを基本重量 W_0 とする。パラメータスタディは橋脚高さ5ケース、上部構造重量5ケース、荷重載荷方向2ケースの組み合わせにより50ケース行う。なお、非線形時刻歴応答解析に用いる入力波形は、タイプⅡ-Ⅲ種地盤-No.1を用いる。

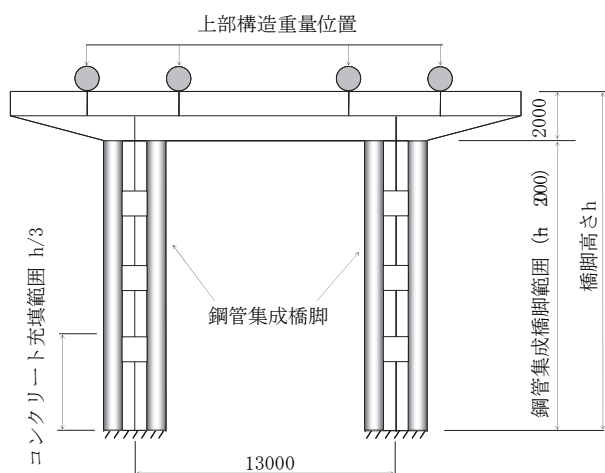


図-3.24 鋼管集成橋脚モデル（ラーメン形式）（単位：mm）

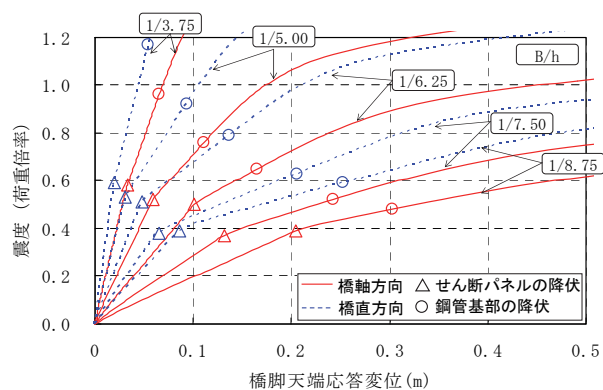
表-3.3 上部構造重量ケース（ラーメン形式）

Case	重量 (kN)	Case1との 重量比	想定諸元			
			橋梁形式 (kN/m ²)		幅員 (m)	支間長 (m)
1	8,800	1.00	鋼床版箱桁	5.5	25	64
2	11,000	1.25	鋼床版箱桁	5.5	25	80
3	13,200	1.50	鋼床版箱桁	5.5	25	96
4	15,400	1.75	鋼床版箱桁	5.5	35	80
5	17,600	2.00	RC床版非合成I桁	7.0	35	72

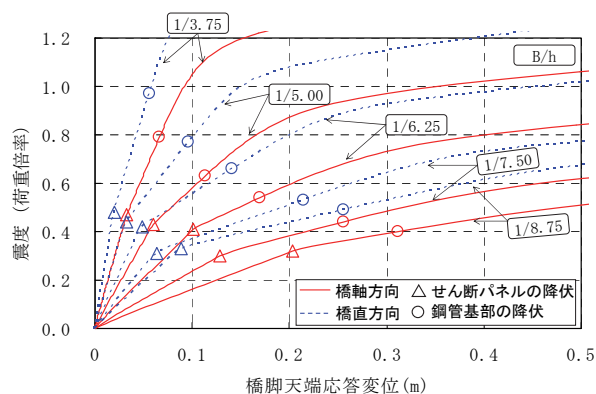
3.5.2 プッシュオーバー解析結果

橋軸方向載荷時、および橋軸直角方向載荷時の震度（荷重倍率）－橋脚天端水平変位の関係を、図-3.25に示す。図-3.8に示す単柱形式のプッシュオーバー解析の結果と比較すると、単柱形式とラーメン形式の橋軸方向の震度（荷重倍率）－橋脚天端水平変位関係は近似していることがわかる。また、ラーメン形式においては、いずれの橋脚高さ、上部構造重量のケースにおいても、橋軸直角方向載荷時の剛性が、橋軸方向載荷時の剛性を上回っており、橋軸直角方向の方が高い剛性を有していることがわかる。一方、剛性は高いが、単柱同様、上部構造が重いほど、また B/h が小さい（橋脚高が高い）ほど変形が大きくなり塑性化が進行しやすい傾向を示す。また、せん断パネルの降伏震度については、橋軸方向、橋軸直角方向に大きな差異はなかったが、鋼管基部の降伏震度については、橋軸直角方向載荷時が、橋軸方向載荷時を上回った。特に橋軸方向載荷時の $B/h=1/8.75$ 、上部構造重量が W_0 の1.75倍のCase4では、せん断パネルの降伏と同時に、鋼管基部も降伏し、さらに、 $B/h=1/8.75$ 、上部構造重

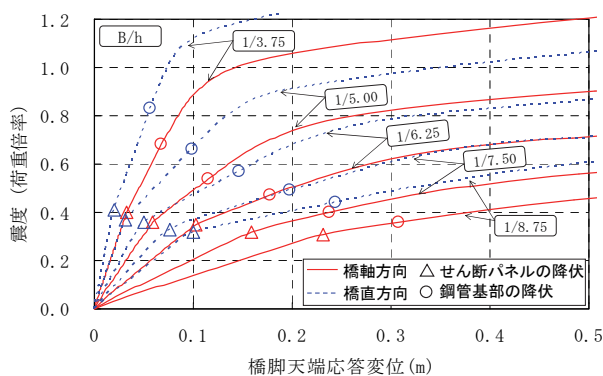
量が W_0 の 2.5 倍の Case5 では、せん断パネルの降伏よりも、先に鋼管基部が降伏する結果となった。同条件において、橋軸直角方向載荷時は同様の事象は起こっていない。以上の結果から、橋軸方向載荷時よりも橋軸直角方向載荷時の方が高い耐荷性能を有していると考えられる。



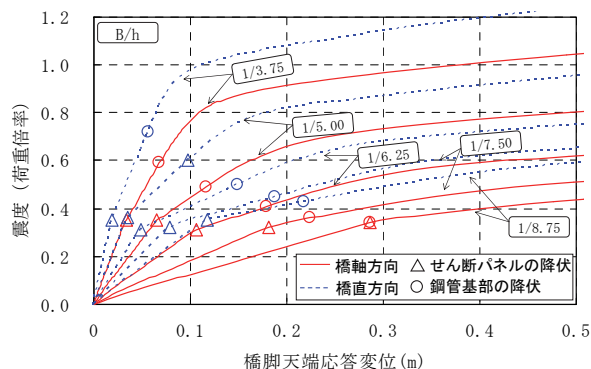
(a) Case1 上部構造重量 $W_0 \times 1.0$



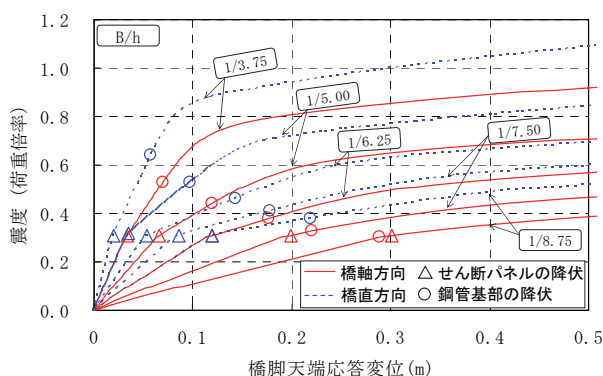
(b) Case2 上部構造重量 $W_0 \times 1.25$



(c) Case3 上部構造重量 $W_0 \times 1.50$



(d) Case4 上部構造重量 $W_0 \times 1.75$



(e) Case5 上部構造重量 $W_0 \times 2.50$

図-3.25 プッシュオーバー解析結果 (ラーメン形式)

3.5.3 非線形時刻歴応答解析結果

橋軸方向、橋軸直角方向の各方向に地震波を入力した場合の橋脚天端における最大応答変位を図-3.26(a)に示す。橋軸方向、橋軸直角方向ともに、橋脚が高くなるに従って、応答値が大きくなった。ただし、橋軸方向の $B/h=1/7.50$, $1/8.75$ のケースでは、単柱形式同様、応答値の増加が頭打ちする傾

向がみられた。橋脚天端の最大応答加速度を図-3.26 (b)に示す。橋軸方向については、橋脚が高くなるに従って、応答値が低減する傾向がみられた。橋軸直角方向でも、同様に応答値が低減する傾向がみられたが、橋軸方向ほど顕著ではなかった。

鋼管基部の最大引張ひずみおよび最大圧縮ひずみを図-3.26(c)および図-3.27(d)に示す。橋軸方向については、上部構造重量が W_0 の等倍～1.75 倍のケースでは、 B/h が 1/5.00～1/7.50 の場合に応答値のピークを示し、単柱形式の場合と同様の傾向になった。

橋軸直角方向についても、 B/h が 1/5.00～1/7.50 の場合に応答値のピークを示しているが、橋軸方向の応答値に比べて小さく、応答値が抑制されている。具体的には、 $\varepsilon_{\max}/\varepsilon_y$ は弾性範囲の値～約 8 とかなり小さな値に抑制されることが示された。

せん断パネルの最大せん断ひずみを図-3.27 (e)に示す。橋軸方向、橋軸直角方向ともに、1/6.25, 1/7.50 で応答値のピークを示し、また、最大応答値についても 7～8%と同程度であった。よって、せん断パネルの応答については、橋軸方向、橋軸直角方向に大きな差異はないと考えられる。

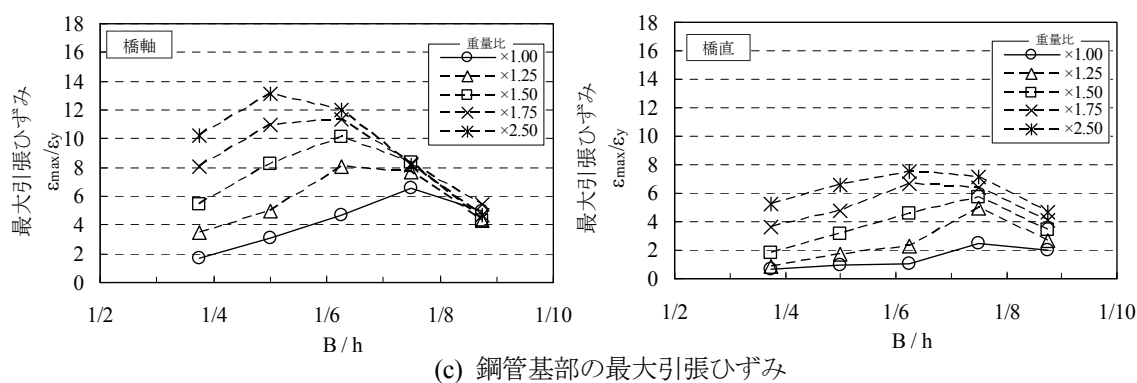
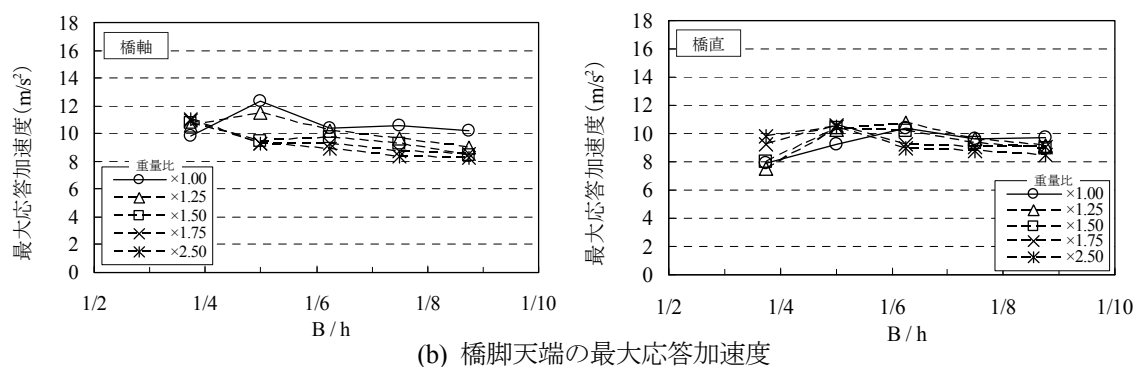
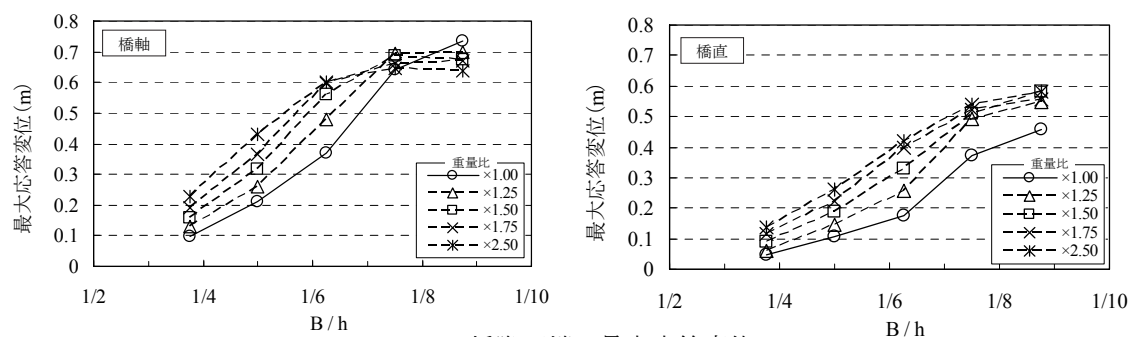
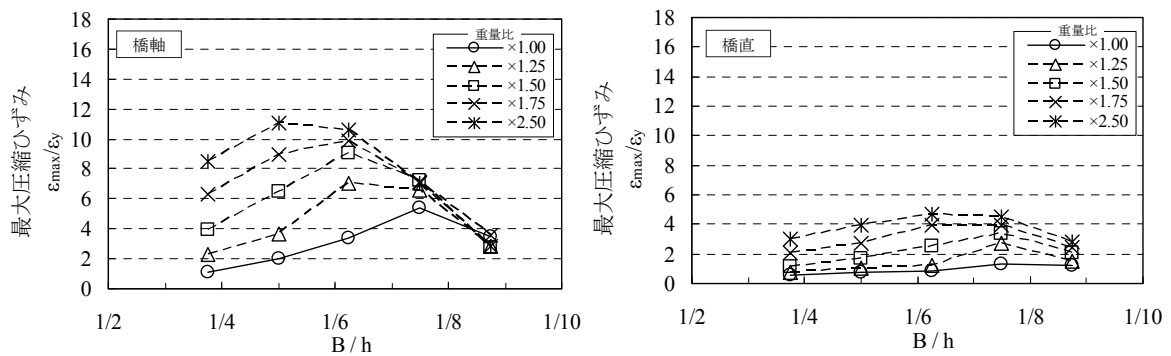
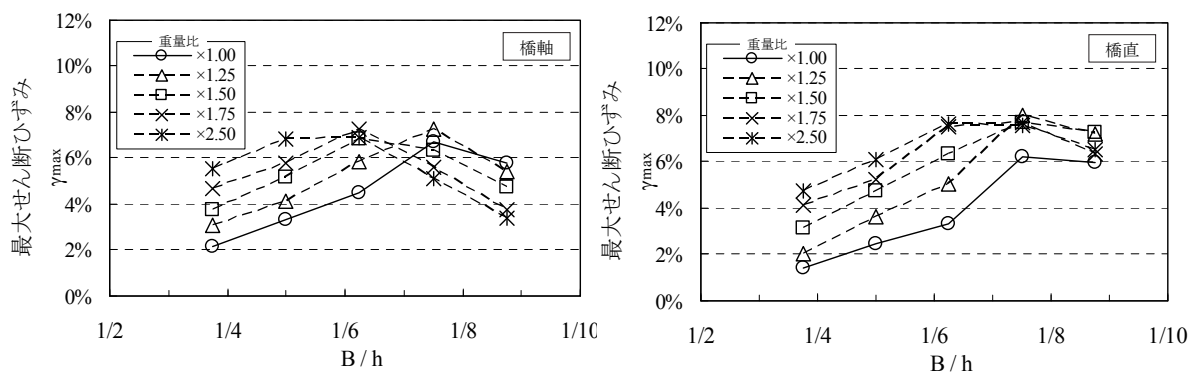


図-3.26 非線形時刻歴応答解析結果（ラーメン形式）（その 1）



(d) 鋼管基部の最大圧縮ひずみ



(e) セン断パネルの最大せん断ひずみ

図-3.27 非線形時刻歴応答解析結果（ラーメン形式）（その2）

橋軸方向、橋軸直角方向の固有周期を図-3.28に示す。図-3.28より橋軸方向の固有周期帯は0.45～1.8s、橋軸直角方向の固有周期帯は0.35～1.2sであることがわかる。この各固有周期帯を重ね書きした入力地震波の加速度応答スペクトルを図-3.29に示す。図-3.29より、橋軸方向の固有周期帯が、Ⅲ種地盤の加速応答スペクトルが低下する領域にかかっているのに対して、橋軸直角方向の固有周期帯は、低下する領域にかかっていない。橋軸方向の $B/h=1/1/7.50$, $1/8.75$ において、応答値が低減する理由は、単柱形式同様にせん断パネルの塑性化による長周期化効果およびエネルギー吸収効果によるものと考えられる。一方、橋軸直角方向の同じ $B/h=1/7.25$, $1/8.75$ において、応答値が頭打ちする理由は、せん断パネルの塑性化によるエネルギー吸収効果によるものと考えられる。

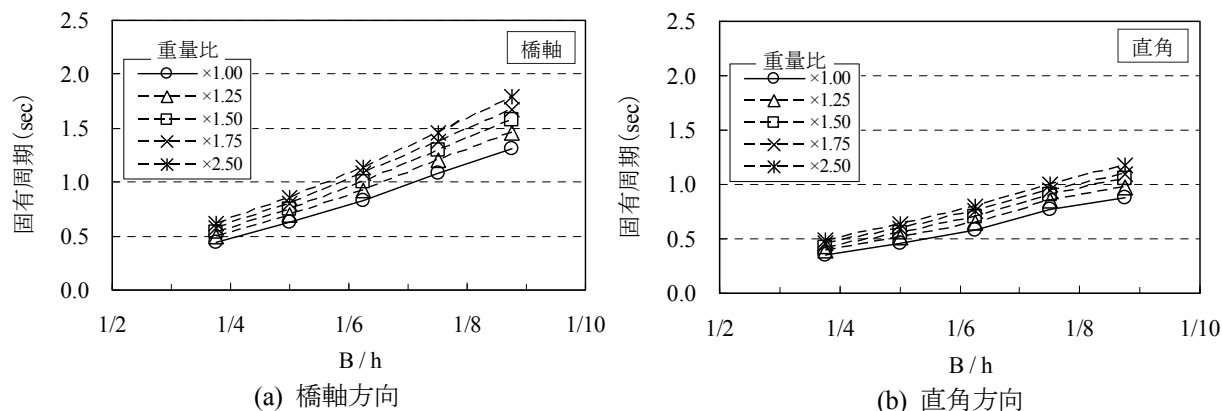


図-3.28 固有周期（ラーメン形式）

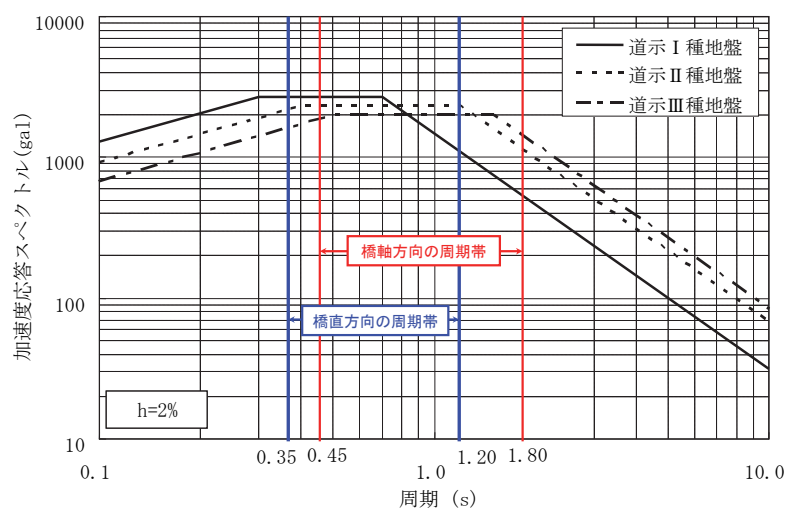


図-3.29 ラーメン形式の固有周期と入力地震波の加速度応答スペクトル

3.6 橋脚全体系モデルにおける地震応答特性の評価

橋梁全体系の中での鋼管集成橋脚の地震応答特性を評価するために、実際に本橋脚を採用した阪神高速2号淀川左岸線の海老江ジャンクションのDランプ橋梁を対象とした検討を行う。具体的には、曲線橋での採用を念頭に置いた橋脚のねじり剛性の検討、上部構造による拘束条件が橋脚の地震時挙動に与える影響、およびせん断パネルのせん断剛性の最適化に関する検討を行う。

3.6.1 検討条件

鋼管集成橋脚を採用する海老江ジャンクションは、図-3.30に示すように阪神高速神戸線および淀川左岸線を、大阪市福島区大開付近において相互に接続する。現在事業中の淀川左岸線（Ⅰ期）は、阪神高速5号湾岸線（北港ジャンクション）と阪神高速3号神戸線（海老江ジャンクション）とを結ぶ。淀川左岸線（Ⅰ期）と淀川左岸線（Ⅱ期）の整備により、臨海部と大阪都心北部地域が連結し、東西の交通軸が強化される。また、大阪北部から都心に流入する交通と、都心部を通過するだけの交通を

分散させることが可能になるため、都心部の交通混雑が緩和される。海老江ジャンクションは平成24年度の完成に向けて、現在、下部工の施工中である。なお、淀川左岸線（Ⅱ期）は阪神高速道路(株)と大阪市の合併施行区間となっている。

海老江ジャンクションは、淀川左岸線（Ⅰ期）の完成時点では、淀川左岸線（Ⅰ期）から神戸線の神戸方面行きへ接続するAランプ、神戸線の大阪市内方面行きから淀川左岸線（Ⅰ期）へ接続するDランプの2つのランプが整備される。AランプおよびDランプ完成時のパースを図-3.31に示す。このうち、鋼管集成橋脚はDランプ①のPD4橋脚に採用される。PD4橋脚は地表面から上部構造までの高さが28mと比較的高く、1つのランプを単柱で支持する単純な形式であるため、今回パイロットケースとなる鋼管集成橋脚の採用に適していると判断した。Dランプ①はPD1～PD5間の鋼5径間鋼床版箱桁橋（ $92.7+60.5+50.5+49.0+78.9=331.6\text{m}$ ）であり、中間支点は、概略検討時点では支承構造であったが剛結構造に変更されている。PD4橋脚の位置は図-3.31に示すように曲線部となる。



図-3.30 海老江ジャンクション位置図

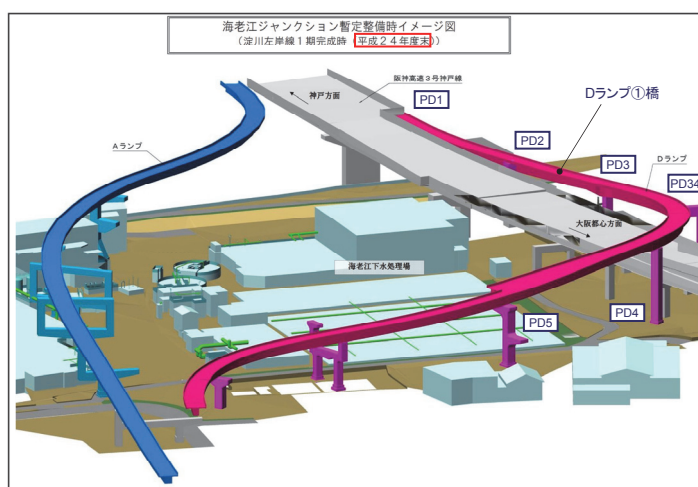


図-3.31 海老江ジャンクション暫定整備時パース

3.6.2 概略検討時の構造の分析

(1) 対象構造

海老江ジャンクションDランプ①橋において、鋼管集成橋脚となるPD4橋脚の構造図を図-3.32に示す。単柱形式となるPD4橋脚は4本の鋼管から構成され、鋼管の間の横つなぎ材は、図-3.33に示すような構造となる。使用する鋼管は、鋼管杭として実績のある既製品のスパイラル溶接鋼管〔SKK490〕であり、径厚比パラメータ R_t が道路橋示方書[3-4]の規定値である0.08以下、かつJIS規格サイズであることを条件として、鋼管サイズは $\phi 1500\text{mm} \times 25\text{mm}$ ($R_t=0.07$)とした。

横つなぎ材のウェブパネル（せん断パネル）部には低降伏点鋼材〔LY225〕、フランジ部には溶接構造用鋼材〔SM570〕を使用し、鋼管の外サイズ、鋼管サイズより、せん断パネルのサイズは $900\text{mm} \times 25\text{mm}$ ($30 \leq b_w/t_w = 32 \leq 50$)とした。鋼管基部には、コンクリートが部分充填され、その充填高さは文献[3-5]を参考にして、橋脚高さの1/3とした。基礎形式はケーソン基礎である。

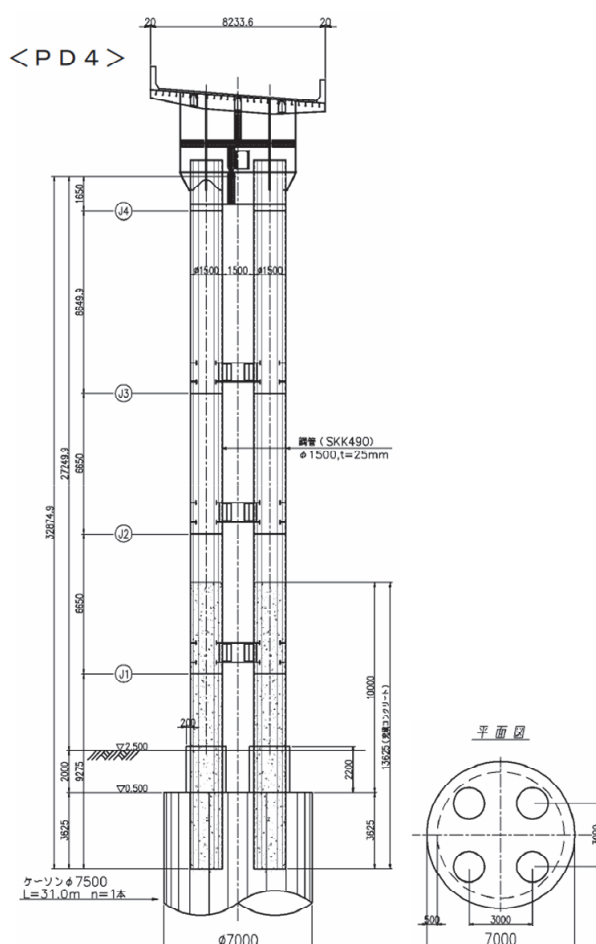


図-3.32 鋼管集成橋脚構造図（概略検討時点）（単位：mm）

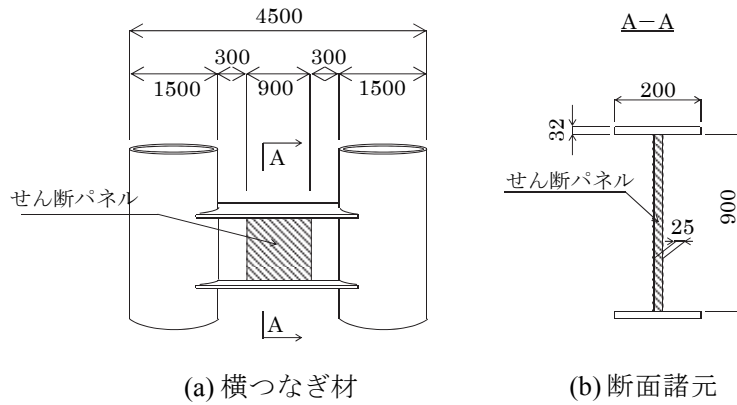


図-3.33 横つなぎ材構造図（概略検討時点）（単位：mm）

(2) 解析モデル

解析モデルは、Dランプ①橋の全体系を対象とし、2軸曲げ、軸力変動および幾何学的非線形を考慮できるファイバーモデルを用いる。全体系モデルの3次元骨組み構造図を図-3.34に、PD4橋脚の3次元骨組み構造図を図-3.35(a)に、鋼管断面、コンクリート充填断面のファイバー要素分割図を図-3.35(b)(c)に示す。鋼管断面のファイバー要素は、円周方向に64分割、板厚方向に2分割した。なお、鋼管のひずみ抽出箇所は図-3.35(b)(c)に示すように90°点とし、部材軸方向の有効破壊長領域の平均値とした。

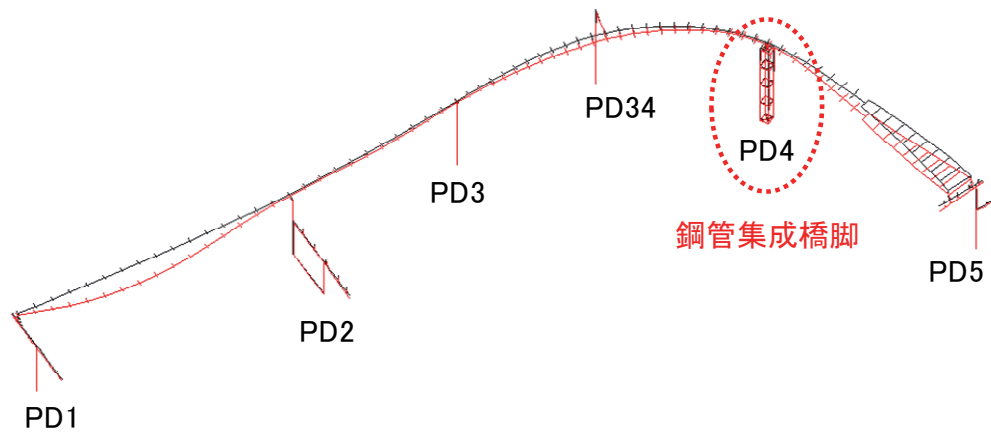


図-3.34 全体系3次元骨組みモデル

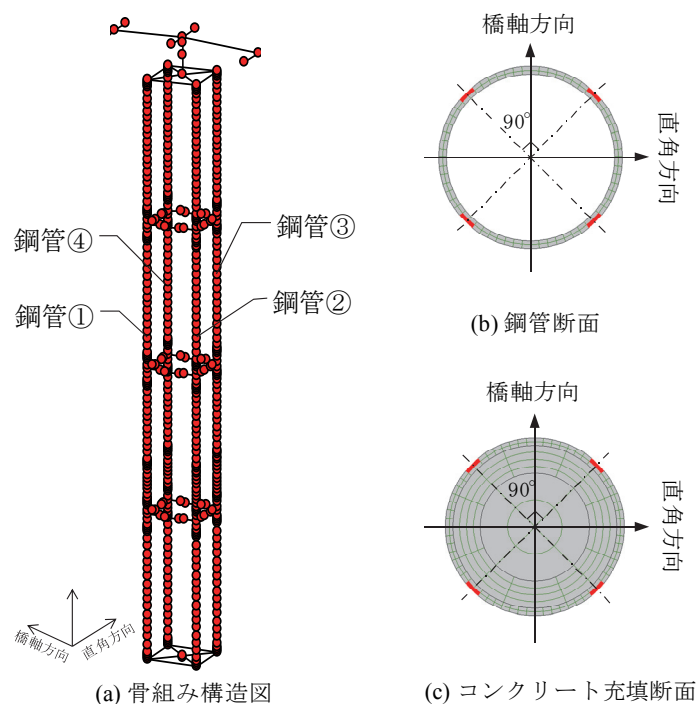


図-3.35 PD4 橋脚 3 次元骨組みモデル

(3) 材料構成則

鋼管，梁部，横つなぎ材フランジにおける鋼材，充填コンクリート，せん断パネルの各材料構成則を図-3.36に示す．鋼材については，図-3.36(a)に示すバイリニア移動硬化則とし，降伏剛性はひずみ硬化などを評価して $E/100$ とする．コンクリートについては図-3.36(b)に示す応力-ひずみ関係を採用する．なお，除荷と再載荷時剛性は初期剛性で行い，充填コンクリートの圧縮破壊ひずみは文献[3-6]を参考に 1.1%とする．せん断パネルについては，図-3.36(c)に示すバイリニア移動硬化則とし，降伏剛性はひずみ硬化などを評価して $G/100$ とする．

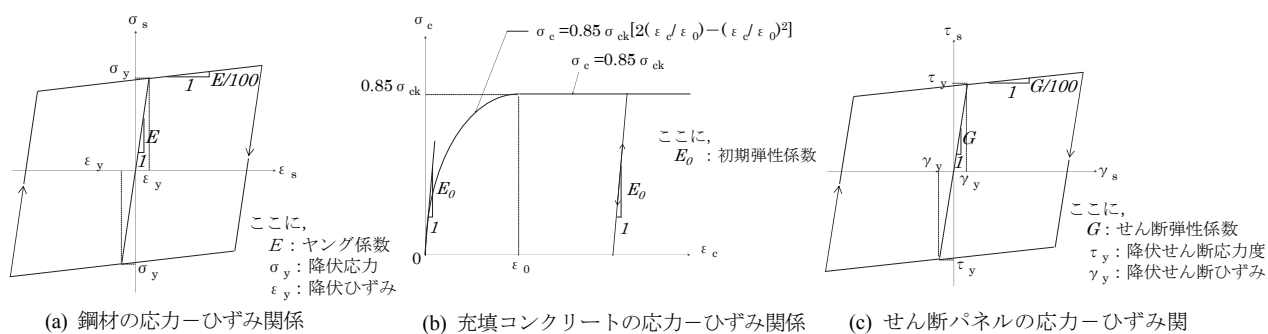


図-3.36 材料構成則

(4) 解析方法

解析はレベル2地震動に対する動的特性を把握するために非線形時刻歴応答解析により行う。地震波の入力は、事前検討の結果、予め分かっているPD4橋脚にとって最も不利な方向となるEW03方向に、道路橋示方書[3-6]に規定されている標準波形のうち、タイプⅡ-Ⅲ種地盤-No.1（東神戸大橋周辺地盤上のNS成分）の波形を用いる。数値積分方法としては、ニューマークの β 法（ $\beta=1/4$ ）を採用し、計算時間間隔は $\Delta t = 0.01\text{sec}$ とする。

(5) 解析結果

各鋼管の各位置における最大応答ひずみを表-3.4に示す。最大圧縮ひずみは鋼管④のA点（基部）において、6.33（ ϵ_c/ϵ_y ），鋼管③のA点（基部）において、5.87（ ϵ_c/ϵ_y ）と大きな値を示した。最大引張ひずみは鋼管①A点（基部）において、7.14（ ϵ_t/ϵ_y ），鋼管②のA点（基部）において、7.04（ ϵ_t/ϵ_y ）と大きな値を示した。また、上部構造との接合部についても、鋼管③のI点において、2.80（ ϵ_c/ϵ_y ）と大きな値を示し、それ以外の鋼管についても、上部構造との接合部において降伏を超えている値を示している。

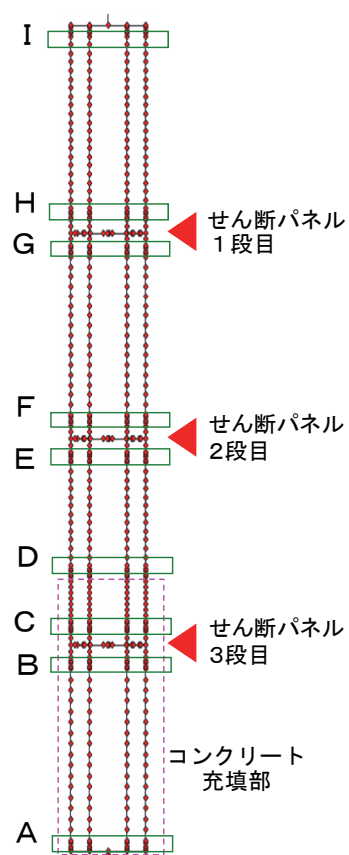
鋼管①～④の平面配置図と入力方向の関係を図-3.37に示す。大きな圧縮ひずみを示した鋼管③④は、入力方向に対して奥側に、大きな引張ひずみを示した鋼管①②は、手前側に位置していることが分かる。

特にひずみが大きい鋼管④の基部と、比較的ひずみの小さい鋼管①の基部の応答断面力を図-3.38に示す。軸力については、正負ともに鋼管④に大きな軸力が発生している。一方、曲げモーメントについては、軸力ほど顕著な差がみられなかった。よって、鋼管④は、軸力+曲げモーメントによって、大きなひずみが発生していると考えられる。

各段のせん断パネルのせん断応力 τ とせん断ひずみ γ の履歴を図-3.39に示す。せん断パネル1段目が最大せん断ひずみ3.4%、せん断パネル2段目が最大せん断ひずみ3.7%であったのに対して、せん断パネル3段目が最大せん断ひずみ2.6%と、他のせん断パネルに比べて、最大せん断ひずみが小さかった。せん断パネル3段目は、鋼管がケーソン基礎によって拘束されている箇所に近いことから、せん断変形が抑制されたものと考えられる。

表-3.4 各鋼管の各位置における最大応答ひずみ

		圧縮 $\varepsilon_c / \varepsilon_y$	引張 $\varepsilon_t / \varepsilon_y$
鋼管①	A(充填部)	2.60	7.14
	B(充填部)	0.56	0.46
	C(充填部)	0.69	0.95
	D(充填上)	0.71	0.65
	E	0.52	0.54
	F	0.70	0.64
	G	0.67	0.92
	H	0.65	0.55
	I	1.05	2.07
鋼管②	A(充填部)	3.15	7.04
	B(充填部)	0.76	0.90
	C(充填部)	0.99	1.73
	D(充填上)	2.62	0.35
	E	0.90	0.71
	F	0.91	0.70
	G	0.95	0.84
	H	0.73	0.48
	I	1.86	1.45
鋼管③	A(充填部)	5.87	5.59
	B(充填部)	0.43	0.58
	C(充填部)	0.78	0.84
	D(充填上)	0.80	0.60
	E	0.60	0.36
	F	0.68	0.62
	G	1.01	0.61
	H	0.68	0.55
	I	2.80	1.09
鋼管④	A(充填部)	6.33	4.09
	B(充填部)	0.69	0.94
	C(充填部)	0.84	1.58
	D(充填上)	1.31	0.95
	E	0.85	0.70
	F	0.73	0.78
	G	0.96	0.75
	H	0.60	0.55
	I	1.79	1.64
最大値		6.33	7.14



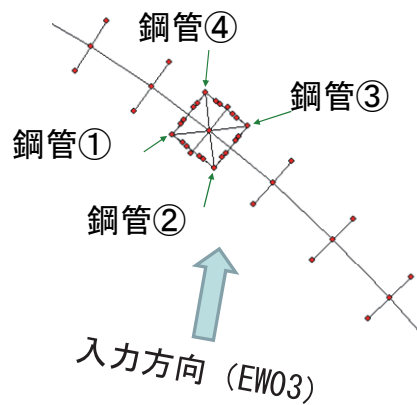


図-3.37 地震波入力方向と各鋼管の位置関係

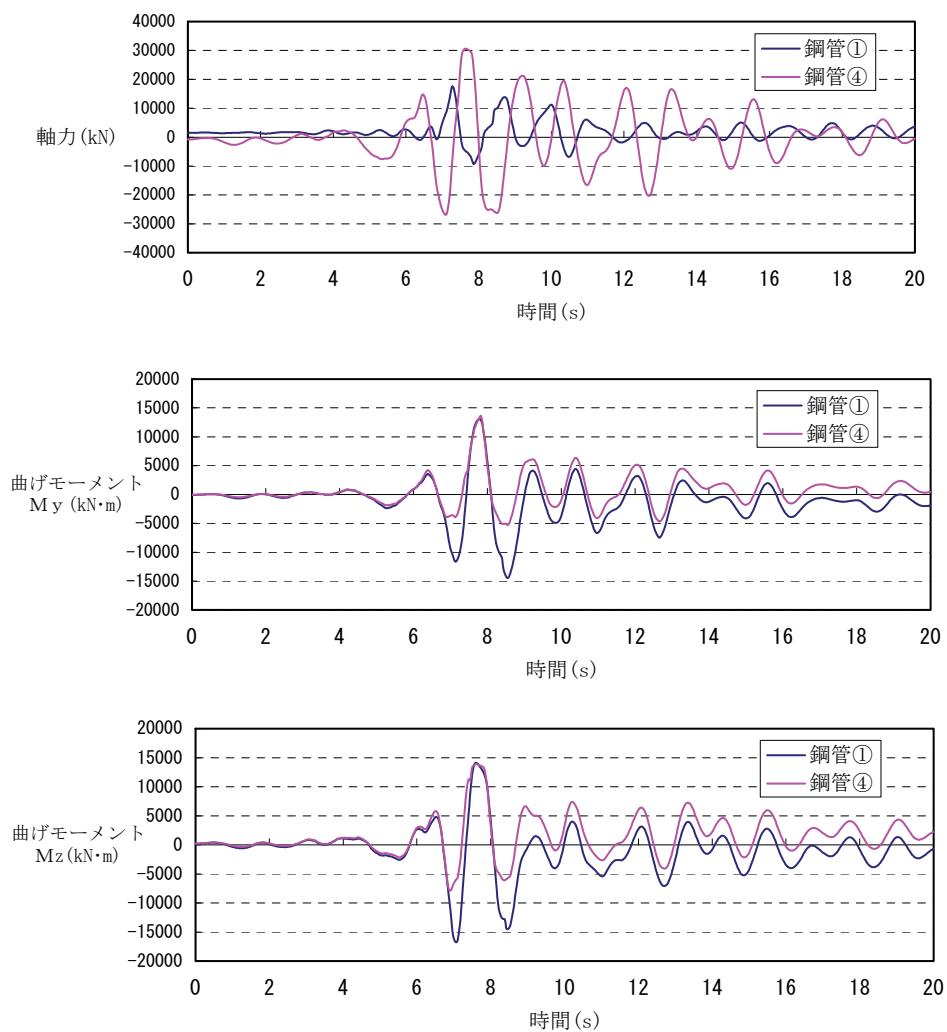


図-3.38 鋼管基部（鋼管①，④）の応答断面力

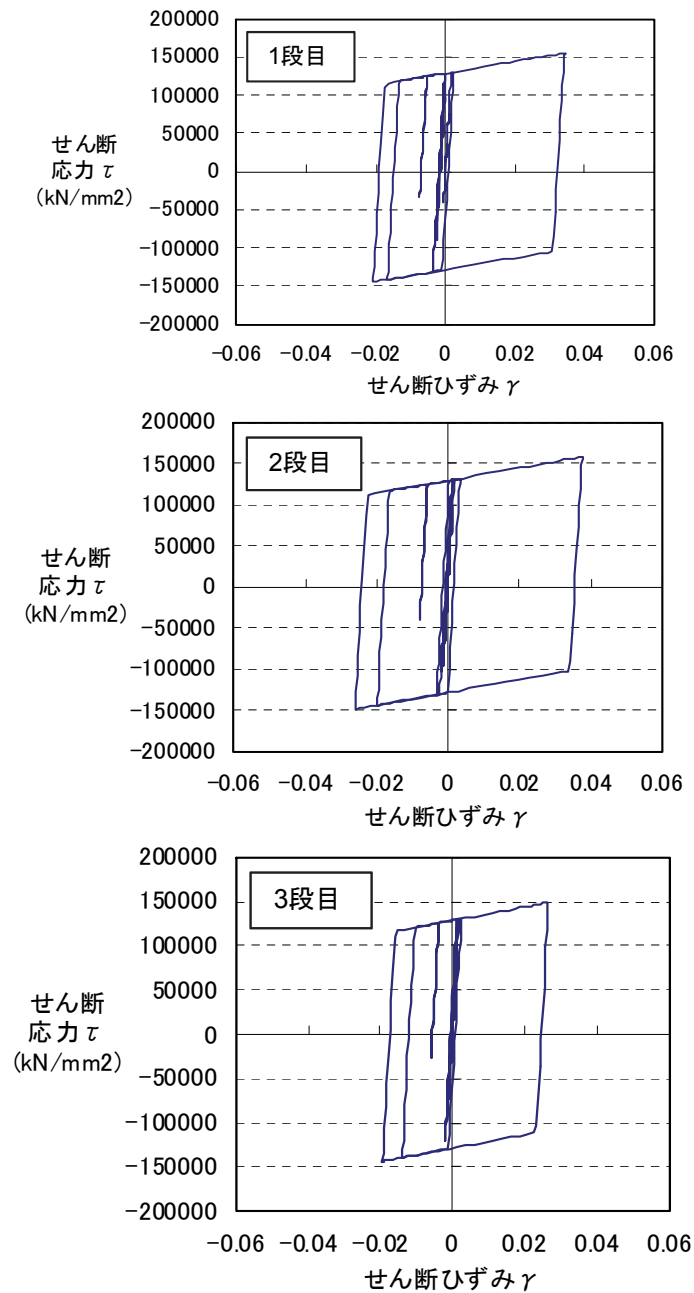


図-3.39 各段のせん断パネルの応力-ひずみ履歴

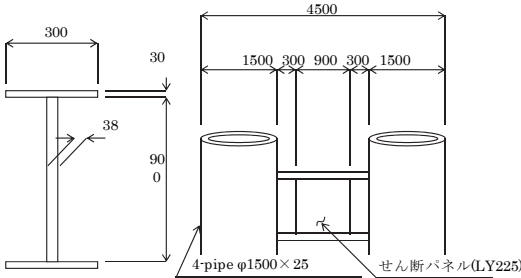
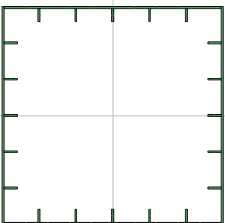
3.6.3 ねじり剛性検討

(1) 検討条件

曲線橋において鋼管集成橋脚を採用するにあたり、鉛直軸方向まわりのねじりの影響を受けることを考え、鋼管集成橋脚の元構造と鋼製橋脚（矩形）を対象に、ねじり剛性の比較を行う。解析モデルはここでは全体系モデルではなくPD4橋脚単体モデルとする。鋼管集成橋脚と鋼製橋脚の仕様を表-3.5に示す。鋼製橋脚の仕様については、両者の耐力が同程度のなるように決定した。荷重については、図-3.40に示すように、1）ねじりモーメントを漸増载荷するケース（図-3.40のb点にねじり荷重（回転荷重）を载荷）、2）ねじりモーメント+曲げモーメントを同時に漸増载荷する2つのケース

(図-3.40の a 点にねじり水平荷重を載荷) とする．水平荷重に対する剛性を比較した荷重－水平変位関係を図-3.41に示す．鋼管集成橋脚は鋼製橋脚よりも高い初期剛性を有し，せん断パネルが降伏すると鋼製橋脚の初期剛性よりも小さい剛性を示す．最終的には鋼管集成橋脚の鋼管および鋼製橋脚の降伏後はほぼ同程度の耐力を示している．

表-3.5 鋼管集成橋脚と鋼製橋脚の仕様

橋脚	鋼管集成橋脚			鋼製橋脚		
図						
仕様	鋼管	材料	SKK490		FLG	WEB
		径(mm)	Φ1500	パネル幅(mm)	3000	3000
		板厚(mm)	25	パネル板厚(mm)	28	28
	せん断パネル	段数	3	補剛材による分割数	6	6
		FLG材料	SM570	補剛材の幅(mm)	260	260
		寸法	300×30	補剛材の板厚(mm)	25	25
		Web材料	LY225	材料	SM490Y	
		寸法	900×25	充填コンクリート設計基準強度(N/mm ²)	18	
	充填コンクリート設計基準強度(N/mm ²)		30	充填コンクリート高さ(m)		10
	充填コンクリート高さ(m)		13			

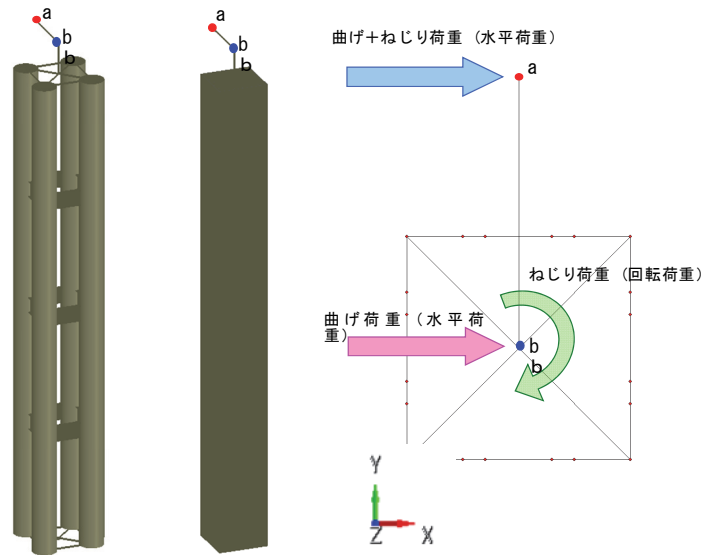


図-3.40 荷重載荷ケース

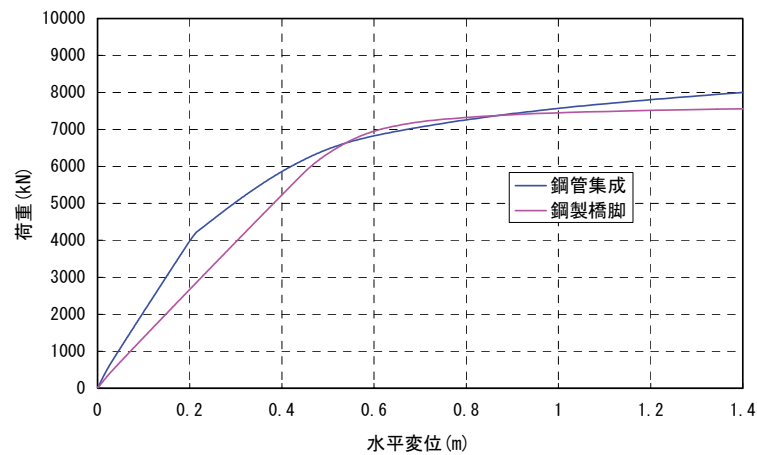


図-3.41 荷重－水平変位曲線

(2) 解析結果

鋼管集成橋脚と鋼製橋脚に鉛直軸まわりのねじりモーメントを載荷した場合のねじりモーメントとねじり角度の関係を図-3.42に示す。ねじりモーメントとねじり角度の関係より、鋼管集成橋脚のねじり剛性は、鋼製橋脚の 1/2 程度になることが分かる。なお、ねじりモーメントのみによる塑性化は解析では考慮していない。曲げモーメント+ねじりモーメント（水平荷重）を載荷した場合の荷重と水平変位の関係を図-3.43に示す。荷重と水平変位の関係より、ねじり剛性が曲げ剛性に与える影響は小さいことが分かる。

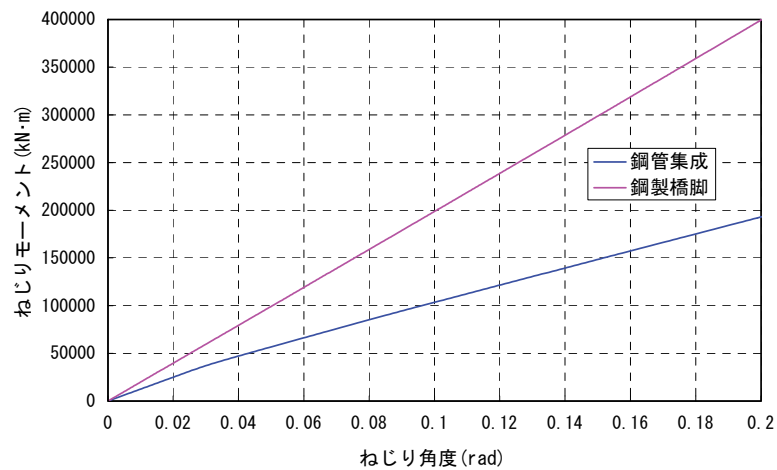


図-3.42 ねじりモーメント－ねじり角度の関係

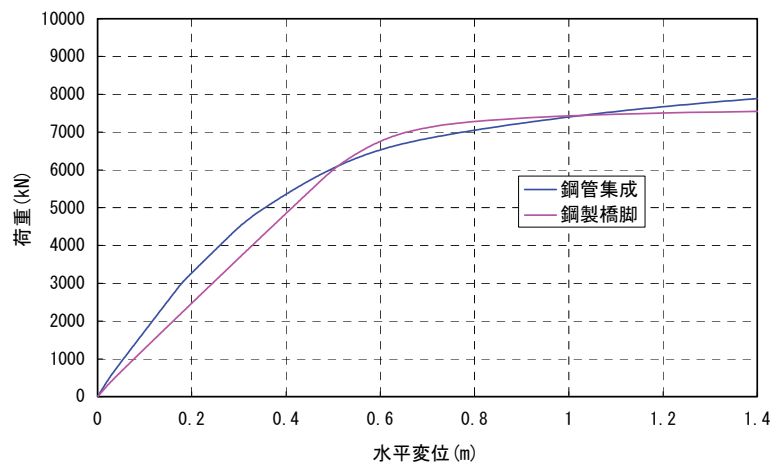


図-3.43 曲げ+ねじりモーメントー水平変位関係

3.6.4 上部構造による拘束条件の影響検討

(1) 検討条件

海老江ジャンクションのPD4橋脚については、支持条件を支承構造から剛結構造に変更した経緯がある。ここでは、上部構造による拘束条件が鋼管集成橋脚の挙動に与える影響を検討する。解析モデルは全体系モデルではなくPD4橋脚単体モデルとする。鋼管集成橋脚の仕様については3.6.3の検討と同様とした。上部構造の拘束条件は図-3.44に示すように回転ばねでモデル化し、回転ばねの剛性を $0 \sim 1.0 \times 10^{15} \text{ (kN} \cdot \text{m/rad)}$ まで変化させて、プッシュオーバー解析を行う。

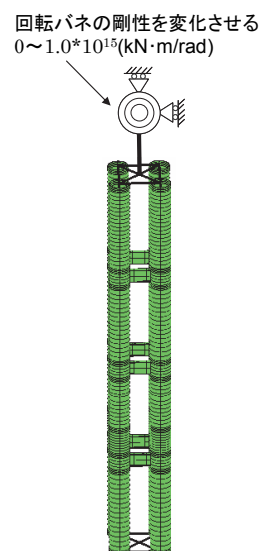


図-3.44 解析モデル

(2) 解析結果

上部構造と鋼管集成橋脚の接続部をモデル化した回転ばねの剛性を変化させた場合の、荷重－水平変位曲線を図-3.45に示す。回転ばねの剛性が高いほど耐荷力が大きくなることから分かる。水平震度 $K_h=1.0$ 時の、各モデルの変形図を図-3.46に示す。回転ばねが剛の場合は、SWAY 挙動がみられるのに対して、回転ばねがない場合は片持ち梁の挙動を示している。SWAY 挙動の場合、水平力を軸力が負担する割合が多いため、高い耐荷力を示していると考えられる。上部構造と剛結されている今回のPD4 橋脚の場合は、回転ばねが剛の場合と 0 である場合の中間的な挙動になっていると考えられる。

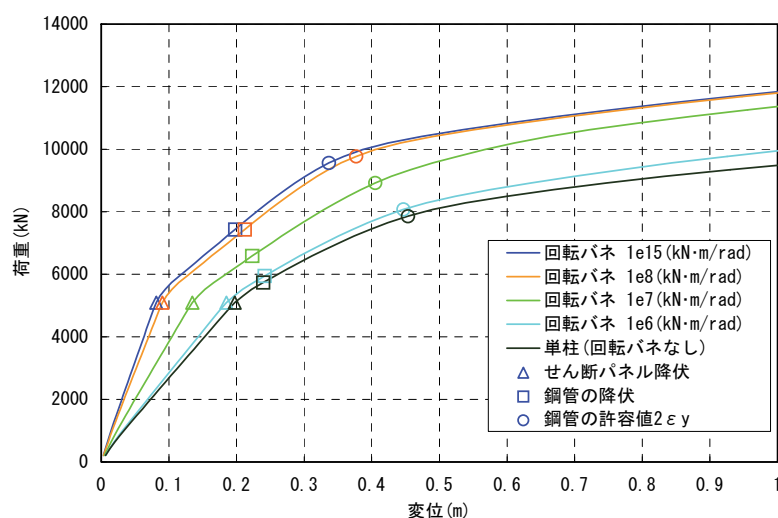


図-3.45 荷重－水平変位関係

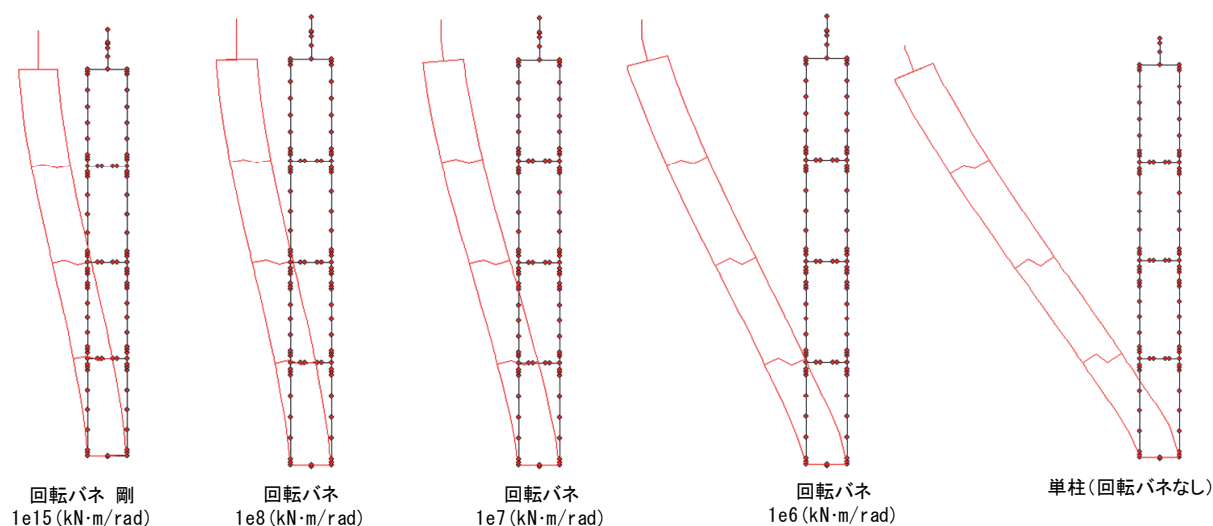


図-3.46 各モデルの変形図 (水平震度 $K_h=1.0$)

3.6.5 せん断パネル剛性の最適化

(1) 検討条件

本橋脚のせん断パネルのエネルギー吸収量の観点から、各段のせん断パネル剛性の最適化検討を行う。解析モデルは全体系モデルを対象とする。本検討において基本モデルとした鋼管集成橋脚の仕様は 3.6.3 の検討と同様である。基本モデルを対象に時刻歴応答解析（入力方向：EW01，入力波形：道示[3-4]標準波 L2-TYPE2-Ⅲ種地盤-No.1）を行った。

各段のせん断パネルのエネルギー吸収量の累積時刻歴を図-3.47に、累積エネルギー吸収量を表-3.6に、各段において最大応答を示したせん断パネルのせん断応力とせん断ひずみの履歴を図-3.48に示す。2段目（中段）のせん断パネルのエネルギー吸収量が最も大きく、3段目（上段）の吸収量が小さくなっている。この傾向より、せん断パネルの最適化にあたっては、エネルギー吸収量が最も大きい2段目のせん断パネルは、吸収量をさらに増加させるために、せん断パネルの降伏耐力を上げる。一方、エネルギー吸収量が小さい3段目のせん断パネルは、せん断パネルの降伏耐力を下げる方針とした。

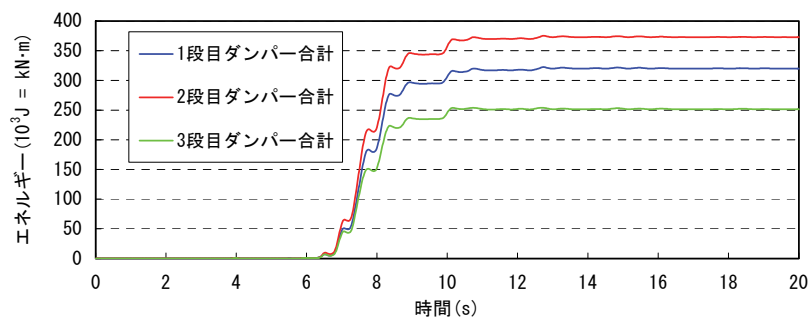


図-3.47 せん断パネルのエネルギー吸収量の累積時刻歴

表-3.6 各せん断パネルのエネルギー吸収量

ダンパー位置		エネルギー吸収量 (10^3 J)	合計 (10^3 J)
1段目	1A	142.0	319.8
	1B	19.0	
	1C	140.6	
	1D	18.2	
2段目	2A	166.4	372.7
	2B	20.9	
	2C	167.5	
	2D	17.9	
3段目	3A	113.4	251.4
	3B	11.5	
	3C	118.6	
	3D	7.9	
全ダンパー合計			943.9

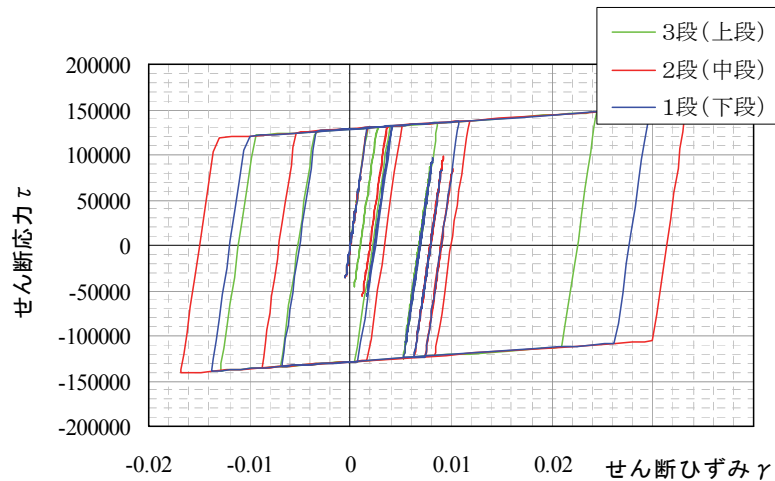


図-3.48 せん断応力-せん断ひずみ関係

(2) 解析結果

2段目と3段目のせん断パネルの降伏耐力の組合せと、各組合せにおけるエネルギー吸収量の合計の関係を表-3.7と図-3.49に示す。エネルギー吸収量のピークは、2段目と3段目ともに基本モデルから降伏耐力を5割に低下させたケースとなった。さらに、1段目（下段）のせん断パネルについても、降伏耐力を下げる検討を行った。1段目のせん断パネルの降伏耐力と、エネルギー吸収量の合計の関係を表-3.8と図-3.50に示す。本検討でのエネルギー吸収量のピークは、2段目（中段）、3段目（上段）のせん断パネルは降伏耐力を5割低下させ、1段目（下段）のせん断パネルの降伏耐力を4割低減するケースとなった。

せん断パネルのエネルギー吸収量と、鋼管の最大応答圧縮ひずみの関係を図-3.51に示す。エネルギー吸収量と鋼管の最大圧縮ひずみとの間にはある程度の相関関係は認められるが、せん断パネルのエネルギー吸収最大のケースと、鋼管のひずみが一番小さいケースについては一致していない。2段目と3段目のせん断パネルについては、エネルギー吸収量が増えない場合でも、せん断パネルの降伏耐力を下げると、基部のコンクリート充填部のひずみは小さくなる傾向である。しかし、降伏耐力を下げていくと、橋脚上端部のひずみは大きくなる傾向があり、鋼管全体としての最大圧縮ひずみを示す位置が、橋脚基部から橋脚上端部へと入れ替わることになる。また、1段目（下段）のせん断パネルについては、全体のエネルギー吸収量が大きくなる場合でも、降伏耐力を下げると鋼管の基部のひずみは大きくなる傾向がある。

表-3.7 セン断パネルのエネルギー吸収量(10^3J) (1 段目 (下段) ダンパー変更なし)

1段目(下段) ダンパー 変更なし		2段目(中段)降伏点割増・低減率(割)										
		-7	-6	-5	-4	-3	-2	-1	0	+1	+2	+3
3段目 (上段) 降伏点 低減率 (割)	0	1014.7	1031.9	1034.7	1024.8	1006.6	984.8	965.7	943.9	918.7	897.9	875.9
	-1	1028.6	1046.5	1050.2	1041.1	1023.7	1003.1	985.2	964.3	939.5	918.9	897.8
	-2	1036.6	1055.0	1059.2	1050.9	1034.5	1015.5	999.4	980.0	956.1	935.4	914.8
	-3	1042.5	1060.8	1065.4	1058.1	1043.1	1025.9	1011.6	994.4	971.8	950.8	931.0
	-4	1048.9	1067.8	1073.4	1067.5	1054.4	1039.8	1027.5	1011.6	990.2	969.5	950.5
	-5	1047.0	1067.6	1075.2	1072.0	1061.3	1048.1	1037.2	1022.2	1001.7	981.3	962.2
	-6	1032.1	1055.8	1066.9	1066.7	1058.0	1053.8	1035.1	1020.9	1001.4	980.7	961.2
	-7	1004.0	1031.2	1046.2	1048.4	1041.5	1029.0	1018.6	1005.1	986.4	965.2	945.1
	-8	957.8	988.8	1006.8	1011.0	1005.3	992.9	981.9	969.4	951.5	929.9	909.2

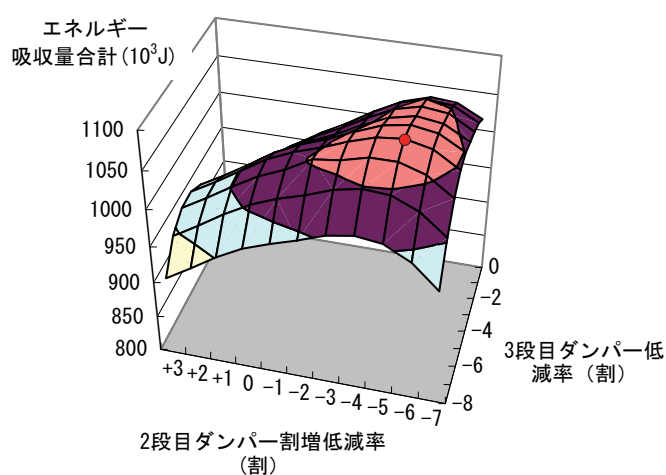


図-3.49 セン断パネルのエネルギー吸収量(10^3J) (1 段目 (下段) ダンパー変更なし)

表-3.8 セン断パネルのエネルギー吸収量(10^3J) (2・3 段目 (上中段) ダンパー変更なし)

2段目(中段) 降伏点低減率-5 3段目(上段) 降伏点低減率-5	1段目(下段)降伏点割増・低減率(割)										
	-7	-6	-5	-4	-3	-2	-1	0	+1	+2	+3
	1054.5	1079.6	1092.9	1097.0	1092.8	1088.4	1084.8	1075.2	1060.4	1046.4	1031.6

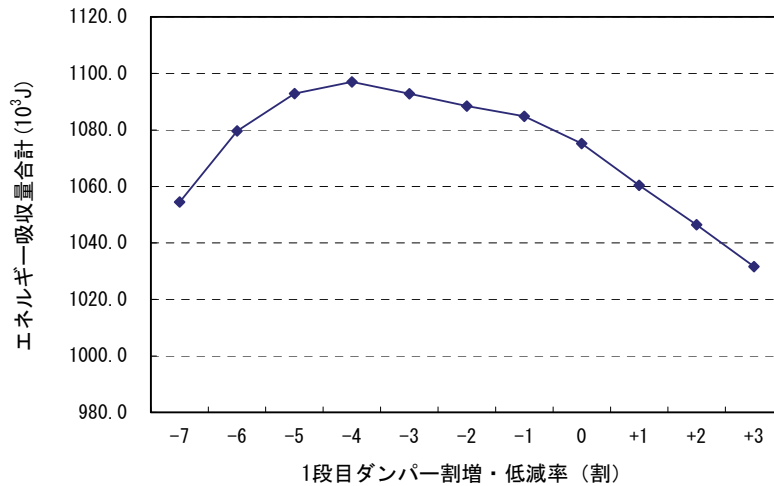


図-3.50 セン断パネルのエネルギー吸収量(10³J) (2・3 段目 (上中段) ダンパー変更なし)

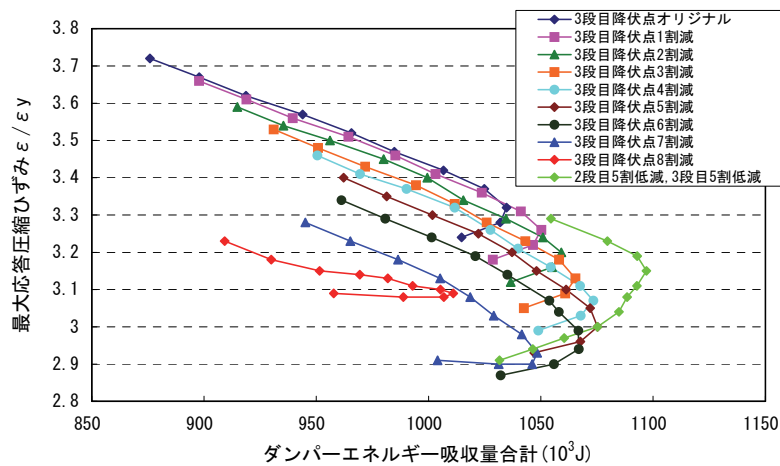


図-3.51 鋼管基部の最大応答圧縮ひずみとせん断パネルのエネルギー吸収量(10³J)

3.6.6 橋梁全体系における耐震性能向上検討

(1) 構造改善方針

これまでの耐震性能評価の結果、曲線橋の中間支点に位置する鋼管集成橋脚の元構造は鋼管の上端部および基部において、中間部よりも大きな圧縮ひずみが発生することがわかった。また、3段目のせん断パネルが有効に働いていないこと、せん断パネルの降伏耐力についてレベル2地震動に対して最適化を図る余地があることが分かった。鋼管の上端部および基部の圧縮ひずみを低減し、せん断パネルを有効に働かせるために、図-3.52に示す構造改善方針の下、検討を行う。

- ①鋼管上端部および基部に発生する曲げモーメントを低減するために、横つなぎ材の段数は3段から4段に増やし、鋼管上端部および基部の剛性を高め変形を抑制する。鋼管上端部および基部の変形を抑制することで、相対的に鋼管中間部を変形させ、中間部のせん断パネルを効率的に働かせる。
- ②圧縮をできるだけコンクリートで負担させるためにコンクリート強度を上げる。圧縮をコンクリ

ートに負担させることで、鋼管に作用する圧縮力を低減させ、鋼管に発生するひずみを小さくする。

- ③力の伝達を考えて、コンクリート充填高さを上げる、あるいは全充填にし、鋼管に作用する圧縮力を低減させる。

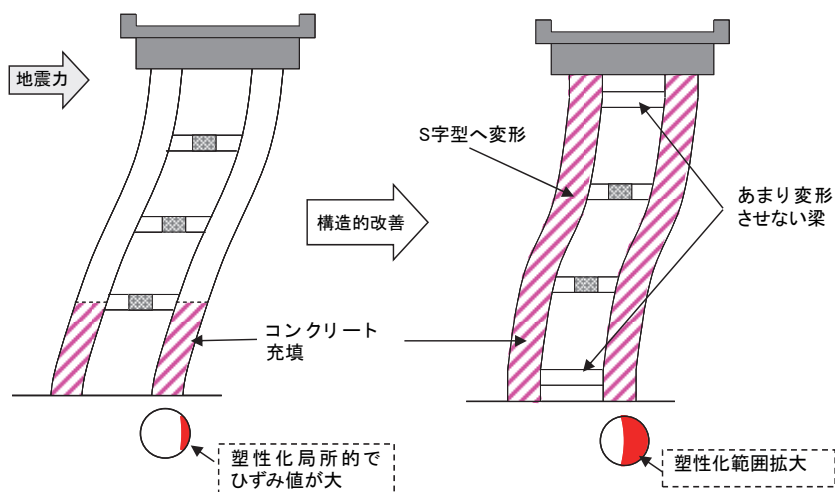


図-3.52 元構造の構造改善方針

(2) 検討ケース

構造改善方針に基づく検討項目を表-3.9に示す。表-3.9の項目について、図-3.53に示すような系列、検討項目組み合わせケース毎に検討を行い、現構造の改善効果を検証する。

表-3.9 構造改善方針に基づく検討項目

名称	変更項目	変更内容
検討A	コンクリート充填高さ	現構造のコンクリート充填高さを柱高さの1/3から柱上端に変更する。
検討B	コンクリート強度	現構造のコンクリート強度を18N/mm ² から40N/mm ² に変更する。
検討C	横つなぎ材段数	現構造の横つなぎ材を3段から4段に変更する。
検討D	横つなぎ材段数	現構造の横つなぎ材を3段から4段に変更する。 (ただし、上下端の横つなぎ材はせん断パネルを有していない梁部材とする)

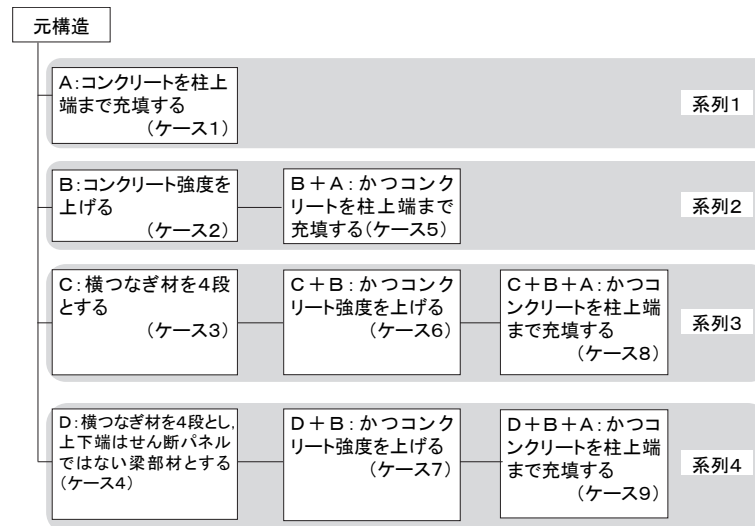


図-3.53 検討項目の組合せケース

(3) 解析結果

解析結果について、検討の系列ごとに以下に示す。

系列 1)

系列 1)では、現構造のコンクリート充填高さを柱高さの 1/3 から柱上端に変更した（ケース 1：検討 A）。ケース 1 の各鋼管の各位置における最大応答ひずみを図-3.54（ケース 1）に示す。現構造において最大圧縮ひずみを示していた鋼管④の A 点（基部）において、 $6.33 \rightarrow 8.10$ ($\varepsilon_c/\varepsilon_y$) と圧縮ひずみが大きくなった。また、他の鋼管の A 点（基部）についても同様にひずみが大きくなった。一方、現構造において基部同様に大きな圧縮ひずみを示していた I 点（上端部）については、鋼管③において、 $2.80 \rightarrow 1.46$ ($\varepsilon_c/\varepsilon_y$) と圧縮ひずみが小さくなった。また、他の鋼管の I 点（上端部）についても、一様に圧縮ひずみは低減した。

鋼管基部について、コンクリートを柱上端まで充填することで、鋼管が負担する軸力をコンクリートが分担することを期待したが、コンクリートの重量増による水平力の増加の影響により、結果的に圧縮ひずみが大きくなったものと考えられる。一方、鋼管上端部については、コンクリートとの合成効果により圧縮歪みが小さくなったものと考えられる。

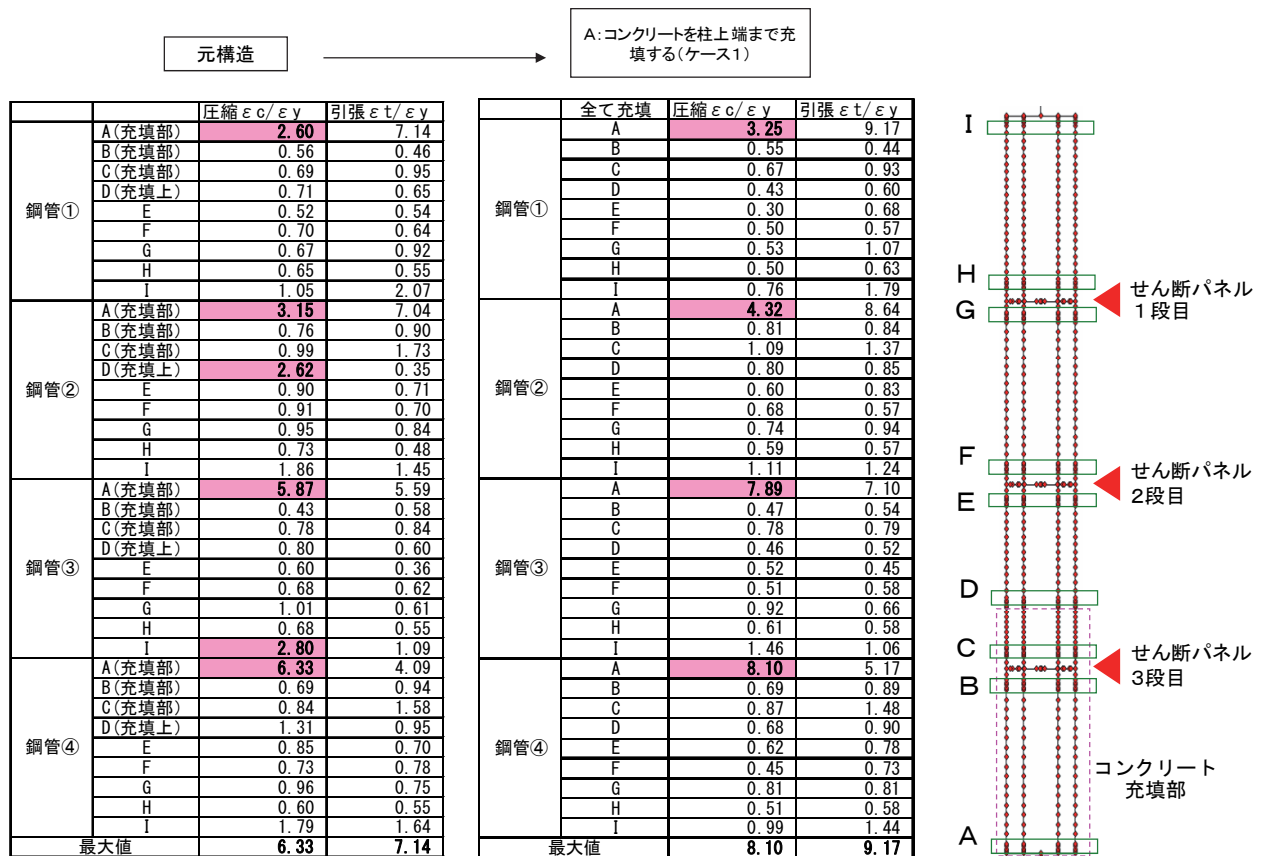


図-3.54 各鋼管の各位置における最大応答ひずみ 系列1)

系列2)

系列2)では、まず、現構造のコンクリート強度を 18N/mm^2 から 40N/mm^2 に上げた(ケース2 : B) . ケース2の各鋼管の各位置における最大応答ひずみを図-3.55 (ケース2) に示す. 現構造において最大圧縮ひずみを示していた鋼管④のA点(基部)において、 $6.33 \rightarrow 4.49$ ($\varepsilon_c/\varepsilon_y$) と圧縮ひずみが小さくなった. 一方、同じ鋼管④のD点(充填直上部)では、 $1.31 \rightarrow 2.51$ ($\varepsilon_c/\varepsilon_y$) と圧縮ひずみが大きくなった. また、他の鋼管についても同様に、A点(基部)の圧縮ひずみは小さくなり、D点(充填直上部)の圧縮ひずみは大きくなった.

コンクリート強度を上げることで、コンクリートの剛性を高め、コンクリートが負担する断面力を増加させ、鋼管基部に発生する圧縮ひずみを低減することができた. 一方、充填直上部では、鋼単独断面と充填断面の剛性差が大きくなったことから、ひずみが集中し、現構造より応答が大きくなったものと考えられる.

系列2)では、現構造のコンクリート強度を 18N/mm^2 から 40N/mm^2 に上げて、さらにコンクリート充填高さを柱高さの $1/3$ から柱上端に変更した(ケース5 : B + A) . ケース5の各鋼管の各位置における最大応答ひずみを図-3.55 (ケース5) に示す. 現構造において最大圧縮ひずみを示していた鋼管④のA点(基部)において、 $6.33 \rightarrow 4.49 \rightarrow 6.31$ ($\varepsilon_c/\varepsilon_y$) と、ケース2で小さくなった圧縮ひずみが、ケース5では大きくなり現構造と同程度の圧縮ひずみとなった. また、他の鋼管のA点(基部)についても同様にケース2で小さくなった圧縮ひずみが、ケース5では大きくなった. 一方、I点(上端部)については、鋼管③において、 $2.80 \rightarrow 3.21 \rightarrow 1.25$ ($\varepsilon_c/\varepsilon_y$) と、ケース2で大きくなった圧縮ひずみが、

ケース5では現構造よりも小さくなった。また、D点（充填直上部）についても、ケース5では充填直上部ではなくなったために、いずれの鋼管でも圧縮ひずみは低減した。

ケース2において、コンクリート強度を上げることで、鋼管基部の圧縮ひずみを小さくすることができたが、コンクリート充填直上部に大きなひずみが発生した。充填直上部のひずみを抑制するために、ケース5において、コンクリートを柱上端まで充填したが、充填直上部のひずみは小さくなったものの、ケース1同様、コンクリートの重量増による水平力の増加の影響により、鋼管基部の圧縮ひずみが大きくなったものと考えられる。

元構造

B:コンクリート強度を上げる
(ケース2)

B+A: かつコンクリートを柱上端まで充填する
(ケース5)

		圧縮 ϵ_c/ϵ_y	引張 ϵ_t/ϵ_y			全て充填	圧縮 ϵ_c/ϵ_y	引張 ϵ_t/ϵ_y			
鋼管①	A(充填部)	2.60	7.14	鋼管①	A(充填部)	1.72	5.68	鋼管①	A	2.16	8.25
	B(充填部)	0.56	0.46		B(充填部)	0.49	0.53		B	0.47	0.49
	C(充填部)	0.69	0.95		C(充填部)	0.61	1.01		C	0.56	0.95
	D(充填上)	0.71	0.65		D(充填上)	0.80	0.72		D	0.35	0.64
	E	0.52	0.54		E	0.56	0.49		E	0.19	0.67
	F	0.70	0.64		F	0.68	0.67		F	0.36	0.56
	G	0.67	0.92		G	0.68	0.91		G	0.42	1.08
	H	0.65	0.55		H	0.63	0.56		H	0.40	0.66
	I	1.05	2.07		I	1.13	2.41		I	0.66	1.96
	最大値	6.33	7.14		最大値	4.65	5.78		最大値	6.31	8.25
鋼管②	A(充填部)	3.15	7.04	鋼管②	A(充填部)	1.85	5.78	鋼管②	A	2.69	7.64
	B(充填部)	0.76	0.90		B(充填部)	0.60	0.96		B	0.73	0.87
	C(充填部)	0.99	1.73		C(充填部)	0.76	2.15		C	0.91	1.39
	D(充填上)	2.62	0.35		D(充填上)	4.65	0.50		D	0.67	0.86
	E	0.90	0.71		E	0.95	0.65		E	0.43	0.81
	F	0.91	0.70		F	0.94	0.77		F	0.52	0.55
	G	0.95	0.84		G	0.98	0.86		G	0.64	0.98
	H	0.73	0.48		H	0.75	0.49		H	0.51	0.60
	I	1.86	1.45		I	2.16	1.84		I	0.99	1.51
	最大値	6.33	7.14		最大値	4.65	5.78		最大値	6.31	8.25
鋼管③	A(充填部)	5.87	5.59	鋼管③	A(充填部)	3.50	5.04	鋼管③	A	5.23	7.48
	B(充填部)	0.43	0.58		B(充填部)	0.41	0.62		B	0.44	0.57
	C(充填部)	0.78	0.84		C(充填部)	0.70	0.91		C	0.66	0.85
	D(充填上)	0.80	0.60		D(充填上)	0.91	0.67		D	0.38	0.58
	E	0.60	0.36		E	0.53	0.39		E	0.37	0.44
	F	0.68	0.62		F	0.70	0.64		F	0.40	0.53
	G	1.01	0.61		G	0.99	0.63		G	0.77	0.69
	H	0.68	0.55		H	0.69	0.54		H	0.54	0.58
	I	2.80	1.09		I	3.21	1.27		I	1.25	1.28
	最大値	6.33	7.14		最大値	4.65	5.78		最大値	6.31	8.25
鋼管④	A(充填部)	6.33	4.09	鋼管④	A(充填部)	4.49	3.70	鋼管④	A	6.31	5.30
	B(充填部)	0.69	0.94		B(充填部)	0.61	0.97		B	0.63	0.92
	C(充填部)	0.84	1.58		C(充填部)	0.64	1.68		C	0.72	1.51
	D(充填上)	1.31	0.95		D(充填上)	2.51	0.98		D	0.57	0.91
	E	0.85	0.70		E	0.86	0.66		E	0.46	0.75
	F	0.73	0.78		F	0.77	0.79		F	0.33	0.65
	G	0.96	0.75		G	1.00	0.76		G	0.72	0.83
	H	0.60	0.55		H	0.61	0.56		H	0.46	0.59
	I	1.79	1.64		I	2.25	1.83		I	0.95	1.52
	最大値	6.33	7.14		最大値	4.65	5.78		最大値	6.31	8.25

図-3.55 各鋼管の各位置における最大応答ひずみ 系列2)

系列3)

系列3)では、まず、現構造の横つなぎ材の段数を3段から4段に増やした（ケース3：C）。3段から4段に増やした場合の解析モデルを図-3.56に示す。ケース3の各鋼管の各位置における最大応答ひずみを図-3.57（ケース3）に示す。現構造において最大圧縮ひずみを示していた鋼管④のA点（基部）において、6.33→5.21（ ϵ_c/ϵ_y ）と圧縮ひずみが小さくなった。また、他の鋼管のA点（基部）についても同様にひずみが小さくなった。また、現構造において基部同様に大きな圧縮ひずみを示していたI（K）点（上端部）についても、鋼管③において、2.80→1.89（ ϵ_c/ϵ_y ）と圧縮ひずみが小さくなった。また、他の鋼管のI点（上端部）についても、一様に圧縮ひずみは低減した。ケース3において、横つなぎ材の段数を3段から4段に増やし、横つなぎ材が上下端に近づくことで、図-3.58に示すように、鋼管端部に発生する断面力に対して、横つなぎ材も含めて抵抗するようになったことから、圧縮ひずみが低下したものと考えられる。

系列3)のケース6では、現構造の横つなぎ材の段数を3段から4段に増やし、さらに、圧縮ひずみ

を低減させるために、コンクリート強度を 18N/mm^2 から 40N/mm^2 に上げた（ケース 6 : C + B）．ケース 6 の各鋼管の各位置における最大応答ひずみを図-3.57（ケース 6）に示す．現構造において最大圧縮ひずみを示していた鋼管④の A 点（基部）において、 $6.33 \rightarrow 5.21 \rightarrow 3.38$ ($\varepsilon_c/\varepsilon_y$) と、ケース 3 で小さくなった圧縮ひずみが、ケース 6 ではさらに小さくなった．また、他の鋼管の A 点（基部）についても同様にケース 3 で小さくなった圧縮ひずみが、さらに小さくなった．一方、D 点（充填直上部）については、鋼管②において、 $2.62 \rightarrow 1.27 \rightarrow 2.71$ ($\varepsilon_c/\varepsilon_y$) と、ケース 3 で小さくなった圧縮ひずみが、ケース 6 では現構造よりも大きくなった．他の鋼管の D 点（充填直上部）についても同様の傾向であった．コンクリート強度を上げることで、コンクリートの剛性を高め、コンクリートが負担する断面力を増加させ、鋼管基部に発生する圧縮ひずみを低減することができた．一方、系列 2）同様、充填直上部では、鋼単独断面と充填断面の剛性差が大きくなったことから、ひずみが集中し、現構造より応答が大きくなったものと考えられる．

系列 3) のケース 8 では、現構造の横つなぎ材の段数を 3 段から 4 段に増やし、圧縮ひずみを低減させるために、コンクリート強度を 18N/mm^2 から 40N/mm^2 に上げ、コンクリート充填直上部の圧縮ひずみを低減させるために、コンクリート充填高さを柱高さの $1/3$ から柱上端に変更した（ケース 8 : C + B + A）．ケース 8 の各鋼管の各位置における最大応答ひずみを図-3.57（ケース 8）に示す．現構造において最大圧縮ひずみを示していた鋼管④の A 点（基部）において、 $6.33 \rightarrow 5.21 \rightarrow 3.38 \rightarrow 5.25$ ($\varepsilon_c/\varepsilon_y$) と、ケース 3，6 で小さくなった圧縮ひずみが、ケース 8 では大きくなった．また、他の鋼管の A 点（基部）についても同様にケース 3，6 で小さくなった圧縮ひずみが、ケース 8 では大きくなった．一方、I（K）点（上端部）については、鋼管③において、 $2.80 \rightarrow 1.89 \rightarrow 2.01 \rightarrow 1.00$ ($\varepsilon_c/\varepsilon_y$) と、概ね小さくなる傾向となった．また、D 点（充填直上部）についても、ケース 8 では充填直上部ではなくなったために、いずれの鋼管でも圧縮ひずみは低減した．ケース 6 において、コンクリート強度を上げることで、鋼管基部の圧縮ひずみを小さくすることができたが、コンクリート充填直上部に大きなひずみが発生した．充填直上部のひずみを抑制するために、ケース 8 において、コンクリートを柱上端まで充填したが、充填直上部のひずみは小さくなったものの、ケース 1 同様、コンクリートの重量増による水平力の増加の影響により、鋼管基部の圧縮ひずみが大きくなったものと考えられる．

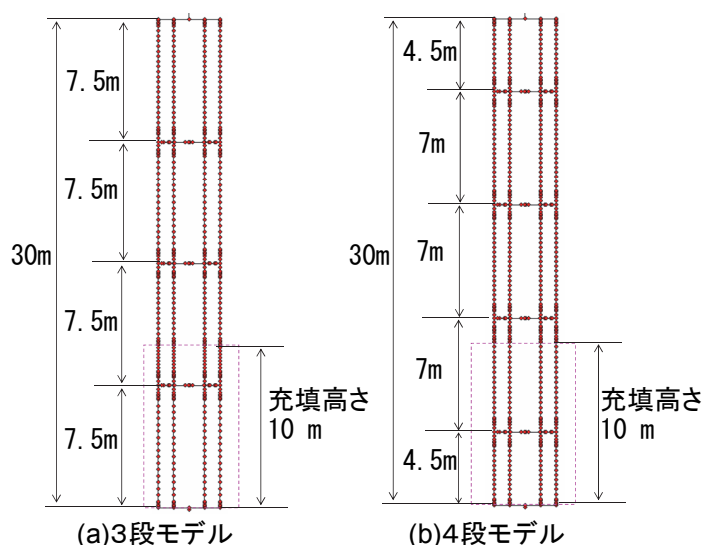


図-3.56 3 段と 4 段の場合の解析モデル

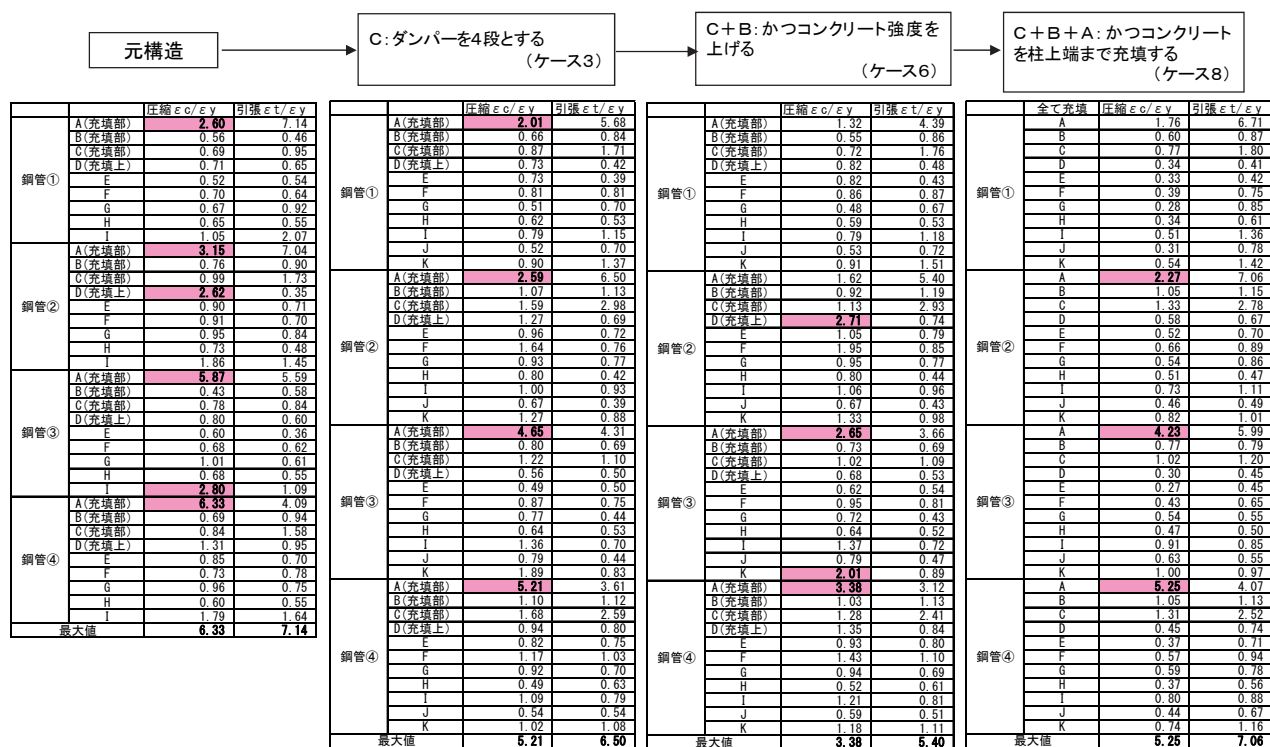


図-3.57 各鋼管の各位置における最大応答ひずみ 系列3)

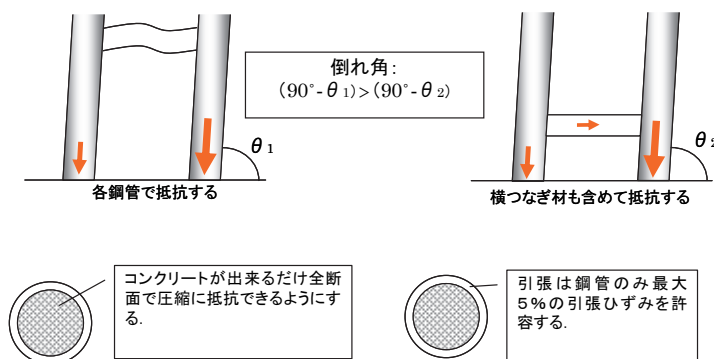


図-3.58 3段と4段の場合の鋼管基部の断面力

系列4)

系列4)では、系列3)同様に、現構造の横つなぎ材の段数を3段から4段に増やし、さらに、圧縮ひずみを低減させるために、コンクリート強度を 18N/mm^2 から 40N/mm^2 に上げた(ケース7: D+B)。ケース7の各鋼管の各位置における最大応答ひずみを図-3.59(ケース7)に示す。現構造において最大圧縮ひずみを示していた鋼管④のA点(基部)において、 $6.33 \rightarrow 4.53 \rightarrow 2.37$ (ϵ_c/ϵ_y)と、ケース4で小さくなった圧縮ひずみが、ケース7ではさらに小さくなった。また、他の鋼管のA点(基部)についても同様にケース4で小さくなった圧縮ひずみが、さらに小さくなった。一方、D点(充填直上部)については、鋼管②において、 $2.62 \rightarrow 2.22 \rightarrow 5.03$ (ϵ_c/ϵ_y)と、ケース4で小さくなった圧縮ひずみが、ケース7では現構造よりも大きくなった。他の鋼管のD点(充填直上部)についても同様の傾向であった。

同様、コンクリート強度を上げることで、コンクリートの剛性を高め、コンクリートが負担する断

面力を増加させ、鋼管基部に発生する圧縮ひずみを低減することができた。一方、系列 2)、系列 3)同様、充填直上部では、鋼単独断面と充填断面の剛性差が大きくなったことから、ひずみが集中し、現構造より応答が大きくなったものと考えられる。

系列 4)では、現構造の横つなぎ材の段数を 3 段から 4 段に増やし、圧縮ひずみを低減させるために、コンクリート強度を 18N/mm^2 から 40N/mm^2 に上げ、コンクリート充填直上部の圧縮ひずみを低減させるために、コンクリート充填高さを柱高さの $1/3$ から柱上端に変更した（ケース 9 : D + B + A）。ケース 9 の各鋼管の各位置における最大応答ひずみを図-3.59（ケース 9）に示す。

現構造において最大圧縮ひずみを示していた鋼管④の A 点（基部）において、 $6.33 \rightarrow 4.53 \rightarrow 2.37 \rightarrow 3.23$ (ϵ_c/ϵ_y) と、ケース 4、7 で小さくなった圧縮ひずみが、ケース 9 ではやや大きくなった。また、他の鋼管の A 点（基部）についても同様にケース 4、7 で小さくなった圧縮ひずみが、ケース 9 では大きくなった。一方、I (K) 点（上端部）については、鋼管③において、 $2.80 \rightarrow 1.17 \rightarrow 1.15 \rightarrow 0.76$ (ϵ_c/ϵ_y) と、概ね小さくなる傾向となった。また、D 点（充填直上部）についても、ケース 9 では充填直上部ではなくなったために、いずれの鋼管でも圧縮ひずみは低減した。

ケース 7 において、コンクリート強度を上げることで、鋼管基部の圧縮ひずみを小さくすることができたが、コンクリート充填直上部に大きなひずみが発生した。充填直上部のひずみを抑制するために、ケース 9 において、コンクリートを柱上端まで充填したが、充填直上部のひずみは小さくなったものの、ケース 1 同様、コンクリートの重量増による水平力の増加の影響により、鋼管基部の圧縮ひずみが大きくなったものと考えられる。ただし、鋼管基部の圧縮ひずみの値は、コンクリート充填直上部で大きなひずみが発生しているケース 7 を除いて、このケース 9 が今回の一連の検討で最もひずみを抑制できる構造となった。

最良モデルとなったケース 9 の各段のせん断パネルのせん断応力 τ とせん断ひずみ γ の履歴を図-3.60 に示す。せん断パネル 2 段目が最大せん断ひずみ 3.9%、3 段目が最大せん断ひずみ 3.4%となった。

特にひずみが大きい鋼管④の基部と、比較的ひずみの小さい鋼管①の基部の応答断面力を図-3.61 に示す。鋼管基部付近に横つなぎ材を設け、コンクリート強度を上げているため、現構造よりも鋼管基部の剛度が上がり、断面力は大きくなる傾向を示すが、軸力だけが特に大きくなっており、より軸力で抵抗する構造になったといえる。

元構造			D: 横材を4段とし、上下はせん断ダンパーではない梁部材する (ケース4)			D+B: かつコンクリート強度を上げる (ケース7)			D+B+A: かつコンクリートを柱上端まで充填する (ケース9)		

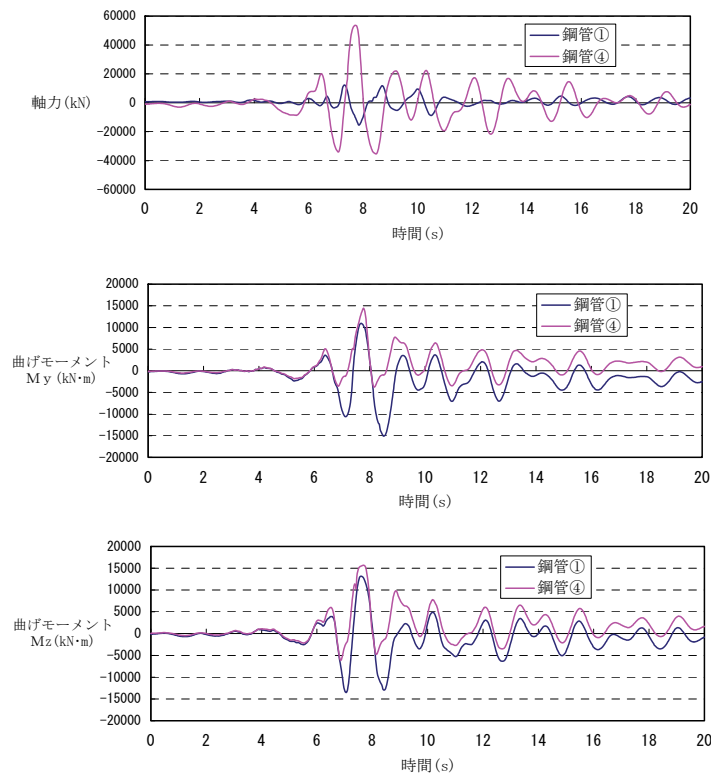


図-3.61 鋼管基部（鋼管①，④）の応答断面力

(4) プッシュオーバー解析

現構造と動的解析の結果, 最良モデルとなったケース 9 を対象に, プッシュオーバー解析を行った。プッシュオーバー解析は D ランプ①橋の全体系を対象に, 時刻歴応答解析検討における波形入力方向と同じである EW03 方向に漸増载荷した。

荷重-変位曲線を図-3.62に, せん断パネルの降伏, 鋼管の降伏, 鋼管の許容値 $2\epsilon_y$, および鋼管の限界ひずみの各イベント発生時における震度と変位の値を表-3.10に示す。荷重-変位曲線の比較より, 現構造とケース 9 の剛性は鋼管の降伏まではほぼ同等, 鋼管の降伏以降においては, ケース 9 の方が現構造よりも大きな剛性を示した。

せん断パネルの降伏については, 現構造より先に, ケース 9 が先行する。これは, ケース 9 において, 横つなぎ材の段数を 3 段から 4 段に増やし, 1 段目と 4 段目のせん断パネルを剛性の高い普通鋼に変更し, 3 段目と 4 段目のせん断パネルが効率的に働くように改良したためと考えられる。

一方, 鋼管の許容値 $2\epsilon_y$, および鋼管の限界ひずみについては, 現構造よりもケース 9 の方が耐力, 変形性能ともに高い値を示した。これは, 横つなぎ材の段数を 3 段から 4 段に増やし, コンクリート強度を上げ, コンクリートを柱上端まで充填するように構造を変更し, 鋼管に発生するひずみを低減させたことによるものと考えられる。

元構造の各震度における全体の変形, ひずみコンター図を図-3.63に, 鋼管基部断面のひずみコンター図を図-3.64に示す。また, ケース 9 についても同様に, 各震度における全体の変形およびひずみコンター図を図-3.65に, 鋼管基部断面のひずみコンター図を図-3.66に示す。

全体の変形およびひずみコンター図の比較より, ケース 9 において, 横つなぎ材の段数を増やしたことにより, 鋼管の上下端が拘束され, 変形モードが S 字変形に移行している。震度 0.9 における鋼管

基部断面のひずみコンター図より，鋼管④の圧縮ひずみと引張ひずみのひずみ勾配が，現構造よりケース9の方が小さくなっている．ケース9において，鋼管基部付近に横つなぎ材が設置されたことにより，曲げモーメントが減少し，より軸力が卓越する構造になったためと考えられる．せん断パネルのせん断応力とせん断ひずみについては，顕著な差は見られなかった．

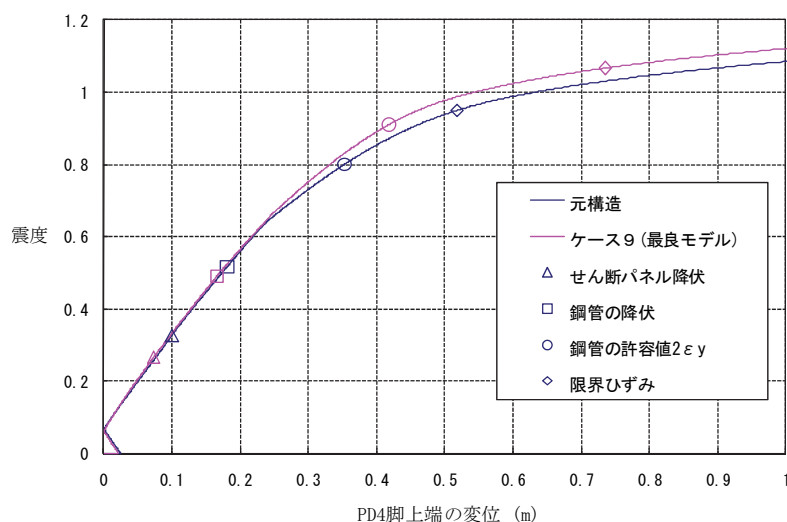


図-3.62 荷重－変位曲線（元構造とケース9）

表-3.10 各イベント発生時における震度と変位の関係

	元構造		ケース9 (最良モデル)	
	変位 (m)	震度	変位 (m)	震度
せん断パネル降伏	0.100	0.325	0.073	0.266
鋼管の降伏 (鋼管④の基部)	0.181	0.516	0.166	0.490
鋼管の許容値 $2\varepsilon_y$ (鋼管④の基部)	0.353	0.800	0.418	0.910
鋼管の限界ひずみ (鋼管④の基部)	0.518	0.950	0.735	1.067

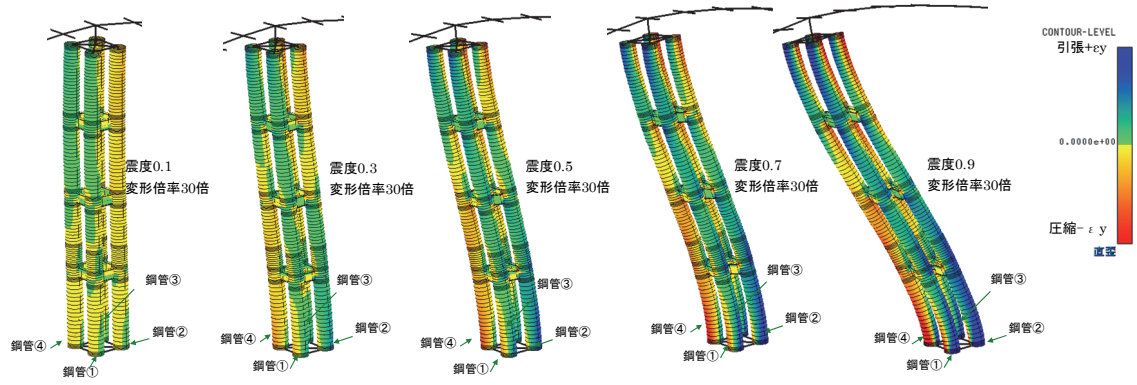


図-3.63 各震度における全体変形，ひずみコンター図（元構造）

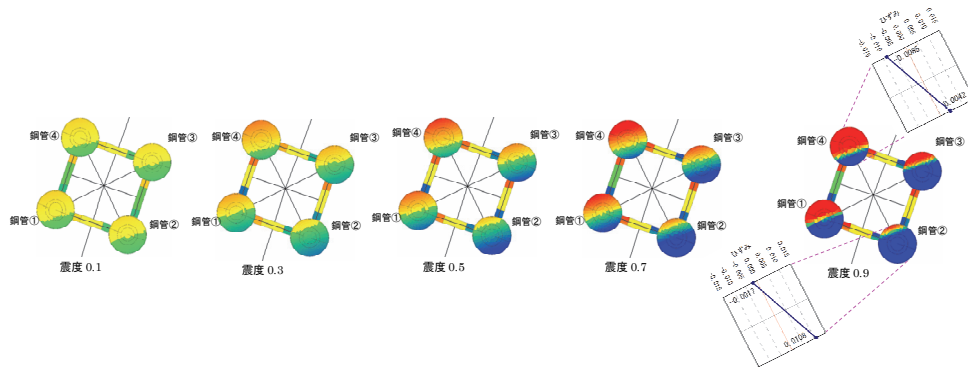


図-3.64 各震度における鋼管基部のひずみコンター図（元構造）

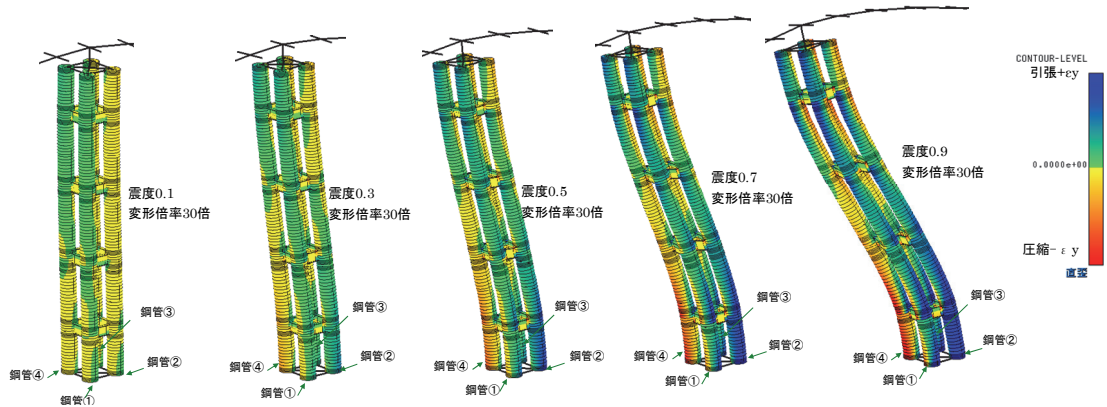


図-3.65 各震度における全体変形，ひずみコンター図（ケース 9）

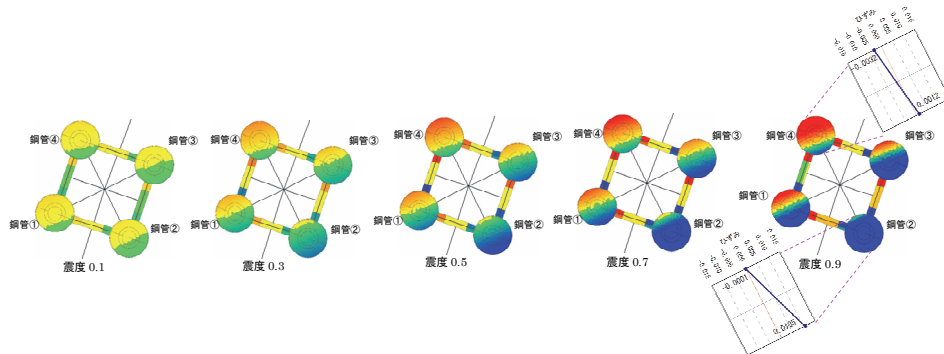


図-3.66 各震度における鋼管基部のひずみコンター図（ケース 9）

3.7 まとめ

本検討では、種々の諸元を有する鋼管集成橋脚の地震応答特性を把握するために、橋脚形式、橋脚高さ、上部構造重量、入力地震動を変化させたパラメータスタディを実施した。また、海老江ジャンクションで検討していた鋼管集成橋脚の構造仕様を対象に、橋梁全体系の中での鋼管集成橋脚の耐震性能評価、また、鋼管集成橋脚と矩形の鋼製橋脚のねじり剛性の比較検討、上部構造による拘束条件が鋼管集成橋脚の地震時挙動に与える影響、および、せん断パネル剛性の最適化検討を行い、橋梁全体系における鋼管集成橋脚の耐震性能向上策について検討を行った。

単柱のプッシュオーバー解析からは、以下のことがわかった。

- (1) ほとんどのケースにおいて主構造である鋼管基部よりせん断パネルが先行して降伏する機構（損傷制御構造）となっている。また、上部構造が重いほど、また B/h が小さい（橋脚高が高い）ほど変形が大きくなり塑性化が進行しやすい傾向を示す。
- (2) B/h が小さく上部構造重量が大きい場合において、せん断パネルが降伏してから次に鋼管基部が降伏するまでの荷重倍率差が小さいため、鋼管の損傷を軽減する損傷制御構造の効果が小さくなる可能性がある。実設計ではプッシュオーバー解析を行い、降伏イベントの発生順序、荷重差について確認しておく必要がある。

単柱の時刻歴応答解析からは、以下のことがわかった。

- (3) 全体的に、橋脚天端最大変位は B/h が小さい（橋脚高が高い）ほど大きくなるが、最大応答加速度は B/h の影響を受けにくい。なお、最大変位は約 0.7m であり、最大応答加速度は約 16m/s^2 である。
- (4) 鋼管基部の最大ひずみは、基本構造の重量の 2.5 倍のケースは例外として、 $\varepsilon_{\max}/\varepsilon_y$ は弾性範囲の値～約 12 となっており、 B/h 、重量の影響を大きく受ける。なお、基本構造の鋼管基部のひずみはいずれのケースも小さな値を示す。Ⅱ種、Ⅲ種地盤では、全体的に B/h が 1/6 で大きな値を示す傾向があり、それより小さな値では応答が低減する傾向である。せん断パネルのひずみと総合的に判断すると、 B/h が 1/6 より小さい場合には履歴減衰の効果が支配的であったものが、1/6 以上になると長周期化の効果が足し合わされる結果となったものと判断できる。入力地震動の影響は大きく、Ⅰ種地盤において橋脚天端応答加速度を除き各応答が小さく、本構造が特に有効に機能する。これはⅠ種地盤では構造の長周期化の効果が支配的であることを示すものである。
- (5) せん断パネルの特性を変化させて履歴減衰の効果を見た解析では、橋脚高さが 20,25m では、これにより鋼管ひずみが大きく低減することが示され、30m となれば、これに長周期化の低減効果が加算されることが示された。全段のパネルのうち、最大応答値を示したパネルは、上部構造重量や B/h によって変化しなかったことから、横つなぎ材の段数によって、最大せん断ひずみの発生パネルは特定できることがわかった。

ラーメンのプッシュオーバー解析からは、以下のことがわかった。

- (6) すべてのケースにおいて主構造である鋼管基部よりせん断パネルが先行して降伏する機構（損傷制御構造）となっている。単柱より剛性は高いが、単柱同様、上部構造が重いほど、また B/h が小さい（橋脚高が高い）ほど変形が大きくなり塑性化が進行しやすい傾向を示す。

ラーメンの時刻歴応答解析から以下のことがわかった。

- (7) ラーメン構造に関しては、橋軸方向は概ね単柱と同様の応答特性を示したが、橋軸直角方向については、鋼管基部のひずみの傾向が異なった。具体的には、 δ_{\max}/δ_y は弾性範囲の値～約 8 とかなり小さな値に抑制されることが示された。

橋梁全体系モデルにおける検討から以下のことがわかった。

- (8) 元構造の時刻歴応答解析の結果、発生する軸力＋曲げモーメントによって鋼管基部と上端部にひずみが集中する傾向がみられた。元構造のねじり剛性の検討の結果、ねじりモーメントとねじり角度の関係より、鋼管集成橋脚のねじり剛性は、鋼製橋脚の 1/2 程度になることが分かった。
- (9) 上部構造による拘束条件の影響検討では、回転ばねの剛性が高いほど耐荷力が大きくなることが分かった。回転ばねが剛の場合は、SWAY 挙動がみられるのに対して、回転ばねがない場合は片持ち梁の挙動を示すことがわかった。せん断パネル剛性の最適化検討では、エネルギー吸収量のピークは、2 段目（中段）、3 段目（上段）のせん断パネルは降伏耐力を 5 割低下させ、1 段目（下段）のせん断パネルの降伏耐力を 4 割低減するケースとなった。
- (10) 元構造の構造改善策として、鋼管上端部および基部に発生する曲げモーメントを低減するために、横つなぎ材の段数は 3 段から 4 段に増やし、鋼管上端部および基部の剛性を高めることで、変形を抑制できることがわかった。また、鋼管上端部および基部の変形を抑制することで、相対的に鋼管中間部を変形させ、中間部のせん断パネルを効率的に働かせることができた。充填コンクリートの強度を上げたり、充填高さを変更したりすることで、圧縮力をコンクリートに負担させ、鋼管に作用する圧縮力を低減し、鋼管に発生するひずみを小さくできることがわかった。

第3章 参考文献

- [3-1] 金治英貞，鈴木英之，野中哲也，馬越一也：履歴型ダンパー付鋼管集成橋脚の損傷制御構造に関する基礎的研究，構造工学論文集，(公社)土木学会，Vol.50A，pp.559-566，2004.
- [3-2] 金治英貞，米谷作記子，林訓裕，豊島徑，西海健二：鋼管集成橋脚の縮小モデル載荷試験による力学的特性と設計妥当性の検討，鋼構造論文集，(一社)日本鋼構造協会，第13巻第49号，pp.11-24，2006.
- [3-3] 西海健二，豊島徑，金治英貞，林訓裕：鋼管集成橋脚における接続部のエネルギー吸収性能に関する実験的研究，第9回地震時保有水平体力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，(公社)土木学会，pp.25-28，2006.
- [3-4] (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解析Ⅴ耐震設計編，2012.
- [3-5] 天野麻衣，葛西昭，宇佐美勉，葛漢彬，岡本真悟，前野裕文：コンクリート部分充填鋼製橋脚の弾塑性挙動に関する実験的及び解析的研究，構造工学論文集，(公社)土木学会，Vol.44A，pp.179-188，1998.
- [3-6] (一社)日本鋼構造協会・鋼橋の性能照査型設計対応研究委員会・鋼橋の耐震性部会：鋼橋の耐震性能設計の基本と応用，2002.

第4章 鋼管集成橋脚の実大せん断パネルの力学的特性

4.1 概説

せん断パネルダンパーは、建築構造物において曲げモーメントが小さくせん断力が卓越する部位に設ける事例が多い[4-1]。具体的な設置箇所としては、ブレース材と張りの取り付け位置、骨組みの柱間に設けた間柱の中央、骨組み構造内の壁等である。

建築分野におけるせん断パネルダンパーの研究事例として、高橋ら[4-2]は薄鋼板で構成されるせん断抵抗型耐震要素の模型実験を行い、得られた荷重－変位関係から復元力特性のモデル化および、耐震要素に優れた性能を持たせるための構造条件を提案している。実験の結果、幅厚比が小さい場合 ($D/t_w=30$)、繰り返し加力による耐力上昇が顕著で、振幅が大きくなってもその傾向は続くこと、幅厚比が大きい場合 ($D/t_w=70\sim90$)、耐力上昇は小さく、紡錘型の履歴ループを示す範囲も小さいこと、および $D/t_w=50$ の試験体は、上記の中間的な挙動であることが示された。

また、藤本ら[4-3]はパネル材に LY100 の極低降伏点鋼を用いたダンパーの履歴特性として、スケルトン・シフトモデルと Menegotto-Pinto モデルを適用したモデルを提案し、本提案モデルにより異なる載荷履歴を受けるダンパーの履歴特性を精度良く表現できることを示している。

一方、橋梁の分野では、固定支承部に設置するせん断パネルダンパー[4-4][4-5][4-6][4-7][4-8]、鉄道高架橋の架構に適用した事例[4-9][4-10]、上路式アーチ橋の下横構のガセットプレート部へ適用した事例[4-11][4-12]、鋼および RC ラーメン橋脚へ適用した事例[4-13]、補剛したせん断パネルダンパーの設計方法や履歴特性について解析的に検討した事例[4-14]、低降伏点鋼よりなるせん断パネルダンパーの性能実験[4-15]など各方面で研究が進められている。また、長大橋に対しては流田ら[4-16][4-17][4-18]は、2種類のせん断パネル（支承部・ガセットダンパー）について、変形性能・耐力性能・エネルギー吸収性能など実験により確認し、せん断パネルの性能を低下させる主な要因は、幅厚比パラメータ 0.3 ではパネルの座屈であり、幅厚比 0.1 パラメータでは溶接部の亀裂であり、後者の方が変形性能が高い結果を示している。他には、米国の San Francisco-Oakland Bay Bridge の主塔に設置される橋軸方向、直角方向のせん断パネルを対象に、実物大の性能確認試験が行われている[4-19][4-20]。

これらの既往の研究におけるせん断パネルの寸法は、対角線長で200～1000mm程度である。鋼管集成橋脚に組み込むせん断パネルの寸法は対角線長で1500mm程度となり、既往の研究で検討されているせん断パネルの寸法よりも大きい。このため、せん断パネルの寸法の大きさが損傷過程と終局モードに与える影響を評価しておく必要がある。また、このような寸法の大きなせん断パネルにおいて、正負交番載荷における繰返し回数がエネルギー吸収能に与える影響は明らかになっていない。

鋼管集成橋脚に設置されるせん断パネルの寸法は2本の鋼管間の距離によって制約を受ける。上述した既往の研究では、せん断パネルのアスペクト比は1.0に近い場合が多いが、鋼管集成橋脚ではアスペクト比が必ずしも1.0近くになるとは限らない。一方、アスペクト比の違いがせん断パネルの損傷過程

や終局モードに与える影響について検討した事例は報告されていない。

また、鋼管集成橋脚に組み込むせん断パネルは、通常、地震時に損傷を受けた場合の取替えのし易さを考慮して、鋼管の仕口部とせん断パネル部は高力ボルトによる摩擦接合を基本と考えているが、基礎寸法の制約から、鋼管間の距離が小さい場合、摩擦接合の添接板を設置すると、有効なせん断パネル幅が限られてしまうことが懸念される。このような場合に、アスペクト比を調整してせん断パネル幅を小さくする方法以外に、支圧ボルトを用いた支圧接合を用いる方法が考えられる。支圧接合では、鋼管仕口部とせん断パネルの支圧ボルトを用いた支圧接合を用いる場合、正負交番載荷時のガタやゆりみの発生により、必要な荷重伝達性能が得られるか評価しておく必要がある。

また、せん断パネルには地震時の繰り返し荷重により損傷が累積されていくため、地震後にはせん断パネルの取り替えの必要性について判断する必要がある。累積損傷度を地震後の点検時に評価するためには累積変位量を計ることができる計器を設置しておく方法が考えられるが、その計器が地震時に正常に作動するよう日頃から維持管理しておく必要が生じる。一方、せん断パネルの累積損傷度を外観から簡易に評価する手法があれば、地震後の点検効率を向上することができると考えられる。

以上の課題より、本研究では、鋼管集成橋脚におけるせん断パネルの①寸法、②アスペクト比、③接合方法、ならびに④正負交番載荷における繰り返し回数がせん断パネルの損傷過程と終局モードに与える影響について明らかにするために、実大せん断パネルを用いた正負交番載荷実験を行った。さらに、実際に地震による繰り返し載荷を受けたせん断パネルの損傷度を目視により簡易に診断することを目的として、せん断パネルウェブ面の塗装の剥離面積とせん断パネルの損傷度の関係について評価を行った。

4.2 実験条件

4.2.1 実験供試体

実験供試体のセットアップ要領を図-4.1に、セットアップ状況を図-4.2に示す。実験供試体は[4-21]に示す実大の鋼管集成橋脚のせん断パネル部を対象とし、長さ 5700mm、外径 1500mm、板厚 25mm の 2 本の鋼管及び鋼管間のせん断パネル部で構成されている。鋼管の端部はピン結合により載荷梁と反力壁にそれぞれ接合されている。実験室へ搬入できる供試体寸法に制約があるため、1 本の鋼管は 3 ブロックに分割されており、搬入後、2 断面をリブ付きフランジ継ぎ手により接合している。せん断パネルは左右の鋼管の仕口間に設置する。仕口部は図-4.2に示すように 1 鋼管あたり 4 箇所設置されており、せん断パネル 1 体の実験が終わるごとに、2 本の鋼管を軸方向回りに 90 度回転し、異なる仕口部に次ケースのせん断パネルを設置した。

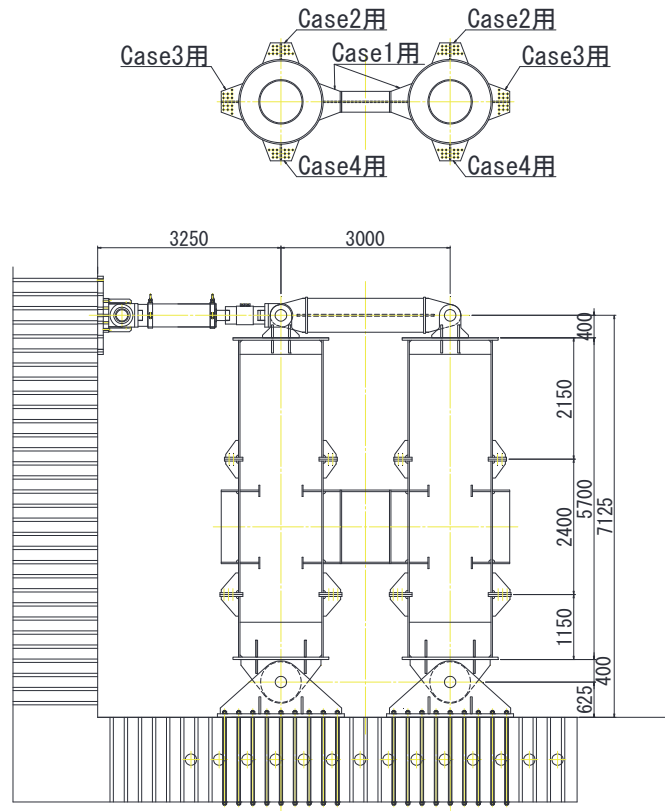


図-4.1 実験セットアップ要領 (単位 : mm)

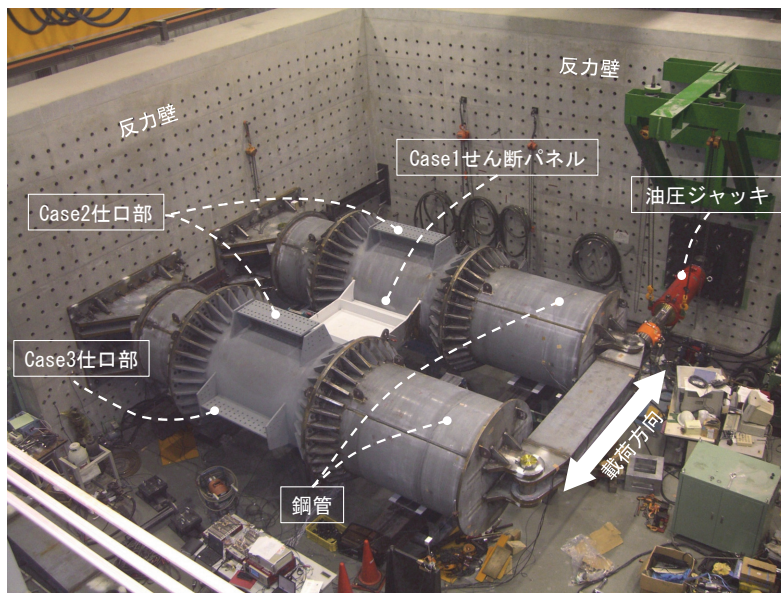


図-4.2 実験セットアップ状況

実験供試体に適用したせん断パネル 4 ケースの諸元を表-4.1に、各供試体の寸法図を図-4.3に示す。Case1 では鋼管仕口部とせん断パネルを溶接により接合した。Case2 ではウェブを支圧接合、フランジを摩擦接合により接合した。Case3 ではウェブ及びフランジを摩擦接合により接合した。Case4 ではせん断パネルのアスペクト比を変更するために、Case1 より 2 本の鋼管間距離を 250mm 小さくした。鋼管仕口部とせん断パネルは Case2 同様、ウェブを支圧接合、フランジを摩擦接合により接合した。Case2

～Case4 のフランジ, および Case3 のウェブの摩擦接合には M22 の高力ボルト F10T を, Case2 と Case4 のウェブの摩擦接合には M22 の支圧ボルト B10T を使用した. また, 各 Case のウェブとフランジは隅肉溶接とした. 式(5.1)で算出される各ケースの幅厚比パラメータ R_{tw} は Case1～Case3 が 0.34, Case4 が 0.26 である. 式(5.2)で算出される各ケースのアスペクト比は Case1～Case3 が 0.68, Case4 が 0.48 である. なお, Case3 においてウェブの添接板部を除くと幅厚比パラメータ R_{tw} は 0.18, アスペクト比は 0.32 となる.

表-4.1 供試体諸元

実験 供試体名	接合方法		せん断パネル						取り付け部			
	ウェブ	フランジ							ウェブ		フランジ	
			材質	板厚 t (mm)	高さ a (mm)	幅 b (mm)	アスペクト比 α	幅厚比パラメータ R_w	材質	板厚 t (mm)	材質	板厚 t (mm)
Case1	溶接	溶接	LY225	25	850	1250	0.68	0.34	SM570	25	SM490YB	28
Case2	支圧接合	摩擦接合	LY225	25	850	1250	0.68	0.34				
Case3	摩擦接合	摩擦接合	LY225	25	850	1250	0.68	0.34				
Case4	支圧接合	摩擦接合	LY225	25	600	1250	0.48	0.26				

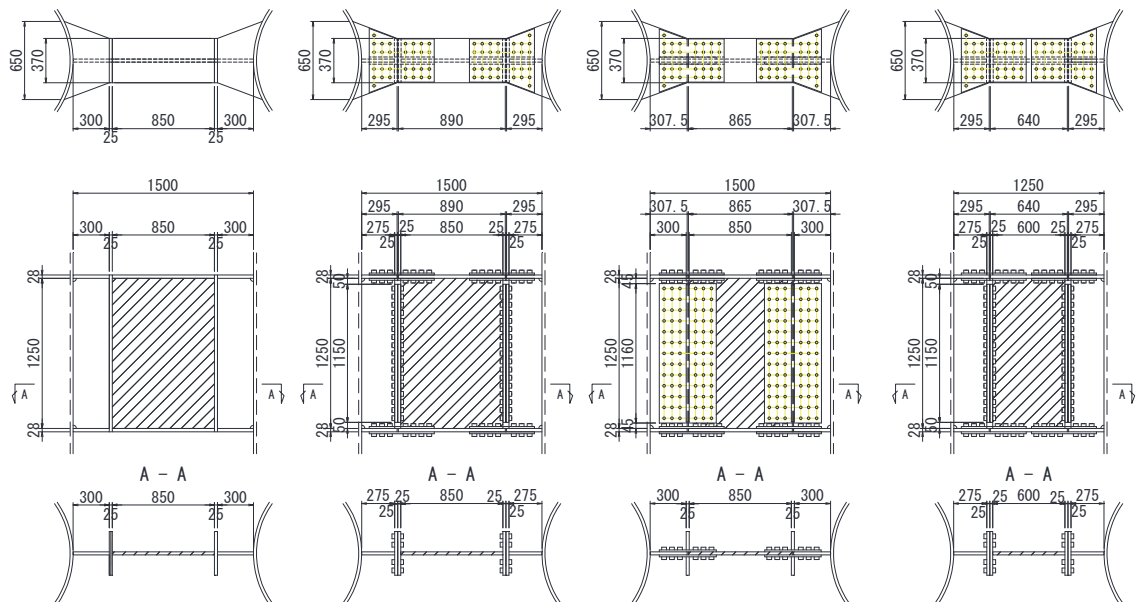


図-4.3 供試体寸法図 (単位 : mm)

$$R_{tw} = \frac{b}{t_w} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)\tau_y}{k_r \cdot \pi^2 E}} \quad (5.1)$$

$$\alpha = a/b \quad (5.2)$$

ここに,

R_{tw} : せん断パネルの幅厚比パラメータ

α : アスペクト比

a : せん断パネルの高さ(mm)

b : せん断パネルの幅(mm)

t_w : せん断パネルの板厚(mm)

E : ヤング率(N/mm²)

ν : ポアソン比

τ_y : セン断降伏応力 ($=\sigma_y/\sqrt{3}$)

k_τ : 座屈パラメータで, 式(5.3), (5.4)により算定される.

$$k_\tau = 5.34 + 4.0/\alpha^2, \quad \alpha \geq 1.0 \quad (5.3)$$

$$k_\tau = 4.0 + 5.34/\alpha^2, \quad \alpha < 1.0 \quad (5.4)$$

セン断パネルには国土交通大臣の材料認定を取得している低降伏点鋼 [LY225] [4-22]を用いる。セン断パネルに用いた低降伏点鋼の機械的性質を評価するために JIS Z 2241[4-23]に準拠した引張試験を行った。試験片は低降伏点鋼のロール方向 (L) およびロール直角方向 (T) から採取し、それぞれ3体ずつ試験を行った。試験結果を表-4.2に示す。ロール方向および直角方向にほとんど変化はなく、また、それぞれの特性値は規格値を満足している。

実験供試体に用いたセン断パネルは、塗膜の剥離状況を評価するために、予め鉛直上面に塗装を施した。塗装仕様は阪神高速道路土木工事共通仕様書[4-24]に従い表-4.3に示すとおりとした。

表-4.2 低降伏点鋼の材料試験結果

試験片名	降伏点 (Mpa)	引張強度 (Mpa)	弾性係数 (Gpa)	ポアソン比
L-1	229.99	322.78	204.40	0.285
L-2	237.56	320.12	207.30	0.274
L-3	226.89	323.38	195.90	0.312
平均値	231.5	322.1	202.5	0.29
T-1	232.08	324.04	225.40	0.291
T-2	244.78	322.32	209.80	0.290
T-3	224.49	322.68	206.00	0.286
平均値	233.8	323.0	213.7	0.29

表-4.3 セン断パネルの塗装仕様

工程		塗料または素地調整程度	標準使用量 (g/m ²)		塗装間隔	標準膜厚 (μm)
前処理	1次素地調整	G-a (原板ブラスト法)	—	—	4hr以内	—
	プライマー	無機ジンクリッチプライマー	スプレー	160	6ヶ月以内	15
工場塗装	2次素地調整	G-b (製品ブラスト法)	—	—	4hr以内	—
	第1層	無機ジンクリッチペイント	スプレー	600	2日～6ヶ月	75
	第2層	ミストコート	スプレー	160	1～10日	—
	第3層	エポキシ樹脂塗料下塗	スプレー	540	1～10日	120
	第4層	ふっ素樹脂塗料用中塗	スプレー	170	1～10日	30
	第5層	ふっ素樹脂塗料用上塗	スプレー	140		25
					膜厚合計	250

4.2.2 載荷方法

荷重は、図-4.1及び図-4.2に示す油圧ジャッキ(最大引張荷重容量 2,600kN, 最大圧縮荷重容量 5,000kN, 最大ストローク $\pm 400\text{mm}$)を用いて載荷した。正負交番載荷は、図-4.4に示すような載荷パターンで行う。せん断パネルのひずみが降伏ひずみに達したときの水平変位を $1\delta_y$ として、 $\pm 0.5\delta_y \times 3$, $\pm 1.0\delta_y \times 3$, $\pm 2.0\delta_y \times 3$, \dots , $\pm 15\delta_y \times 3$ と同変位で 3 回ずつ振幅させ、 $1\delta_y$ ずつ漸増させる変位制御により正負交番載荷を行う。ここでせん断パネルの初期降伏は、せん断パネルに貼り付けたひずみゲージの値で判断する。なお、油圧ジャッキの容量の小さい引張側で、供試体に作用する荷重が 2,600kN に達した場合は、2,600kN を上限値とした荷重制御に変更する。ただし、Case1 においては、載荷装置の都合により引張側の上限値は更に小さい 2,380kN となった。載荷は各目標変位に到達した時の荷重が、実験で得られた最大荷重の 90%まで低下した時点で終了する。

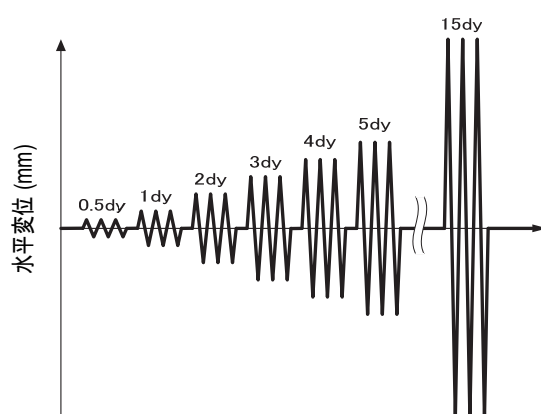


図-4.4 載荷ステップ

4.2.3 計測方法

荷重については油圧ジャッキのロードセルの値を計測した。変位については実験供試体の荷重載荷位置の水平変位を変位計を用いて計測した。また、せん断パネルのせん断座屈に伴う面外変形量を計るために、パネル中央部に変位計を設置した。また、各 Case の継手接合部の相対変位については、フランジ、ウェブそれぞれのせん断パネル側と鋼管仕口側の接合面にクリップ式変位計を設置し計測した。

4.2.4 せん断パネルの初期たわみ

Case2, Case3およびCase4では、せん断パネルの初期たわみを計測した。初期たわみの計測は、写真-4.1に示すように、レーザー変位計を一方方向に自動で動くような測定用治具に取り付け測定した。測定点は、せん断パネルに格子を描き、その格子点を測定点とした。Case2では、縦横10等分し、 $9 \times 9 = 81$ 点、Case3では、添接板があるためパネルの幅がCase2に比べ小さいことから、 $9 \times 4 = 36$ 点、Case4では、 $9 \times 6 = 54$ 点を計測した。

図-4.5に各供試体の初期たわみ計測結果を示す。図-4.5に示すように、Case2 では鉛直下向きにたわみが生じていることがわかる。鉛直上向きのたわみ量を正、鉛直下向きを負とすると、Case2 の最小たわみ量は -0.22mm であった。Case3 では、中央付近が鉛直下向きにたわんでいるものの、両側は若干鉛直上向きにたわむ形状であった。また、最大で 0.038mm 、最小で -0.067mm であった。Case4 では、左側が上向きに、右側が下向きにたわんでおり、最大で 0.14mm 、最小で -0.19mm であった。初期たわ

み量は Case3 が最も小さく, Case2 と Case4 がほぼ同等であった。これは Case3 では, 支圧板が溶接されていないことや点接板によって摩擦接合されていることから, ボルトの締め付けにより, 変形が小さくなったと考えられる。また, 計測した全ての供試体において座屈設計ガイドライン[4-25]の I 桁の初期たわみの許容値($b/250=850/250=3.4\text{mm}$)は満足していた。なお, Case1 の初期たわみは計測していないが, Case2, Case3 および Case4 の計測結果が, 許容値に対して十分な余裕があったことから, Case1 についても許容値を満足していたと考えられる。

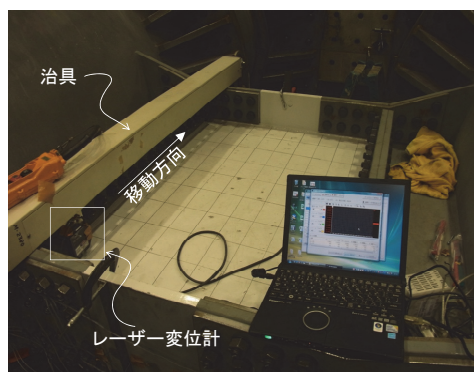


写真-4.1 面外変形量の計測方法

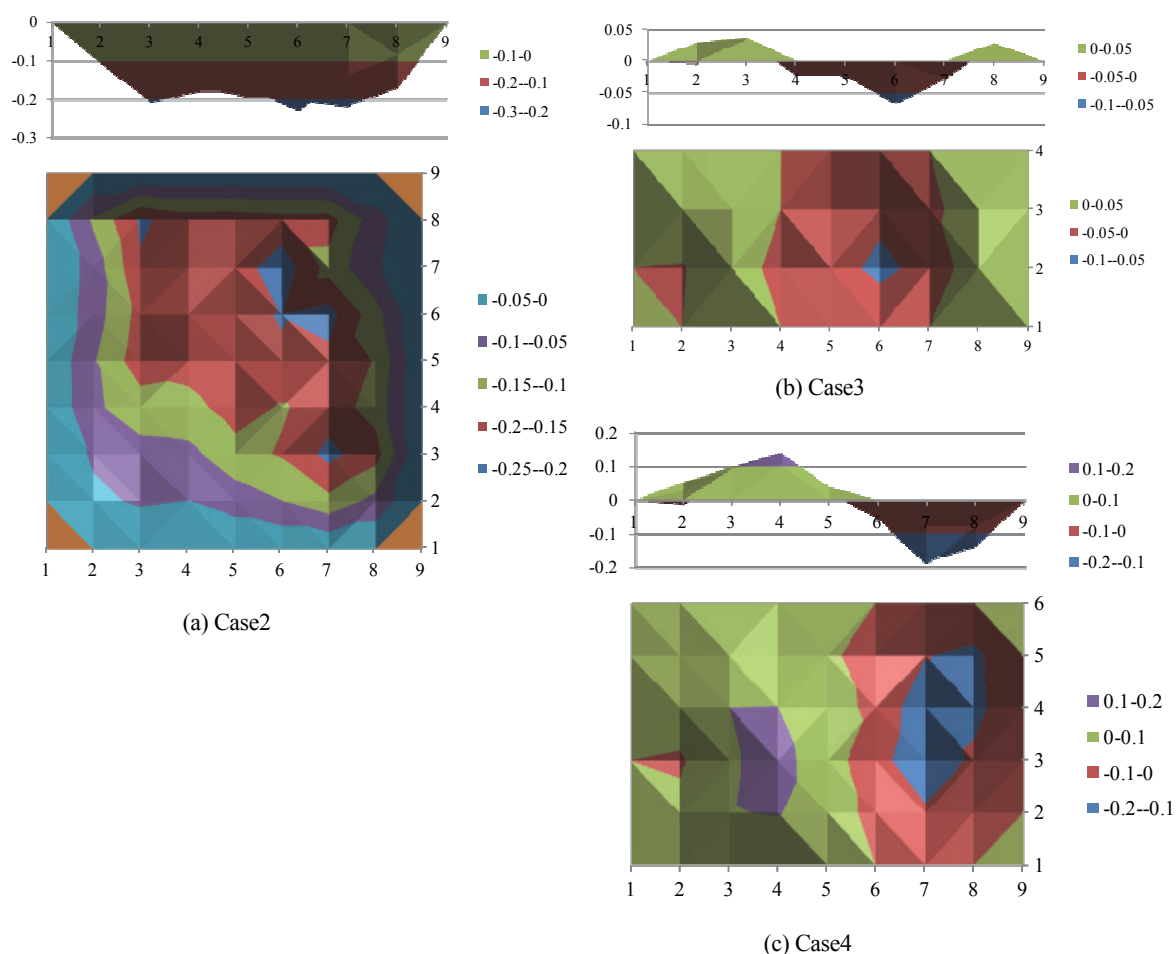


図-4.5 面外たわみ量 (単位 : mm)

4.3 実験結果

4.3.1 各 Case の損傷過程と終局モード

各Caseの水平荷重と荷重載荷点位置での水平変位の関係を図-4.6に、各Caseの降伏荷重、降伏変位、最大・最小荷重、最大せん断ひずみを表-4に示す。ここで、最大荷重は載荷装置の引張側荷重を、最小荷重は圧縮側荷重を示す。また、最大せん断ひずみは、せん断パネルの対角線の伸縮量を計測することにより算出したが、正負非対称載荷やフランジの変形の影響等により両対角線の伸縮量に違いがみられたため、それぞれの対角線の伸縮量から求めたせん断ひずみとその平均値を示す。また、損傷過程を写真-4.2～写真-4.4に、主な損傷過程と終局モードを示した模式図と写真を表-4.5に示す。

図-4.6より Case1, Case3 および Case4 の引張側変位では載荷途中で目標変位に到達できていないことがわかる。これは載荷中に Case1 では 2,380kN, Case3 及び Case4 では 2,600kN の油圧ジャッキの引張荷重の能力限界に到達したためである。なお、圧縮側については、全てのケースにおいて終局に至るまで、各ステップの目標変位による載荷を行うことができた。

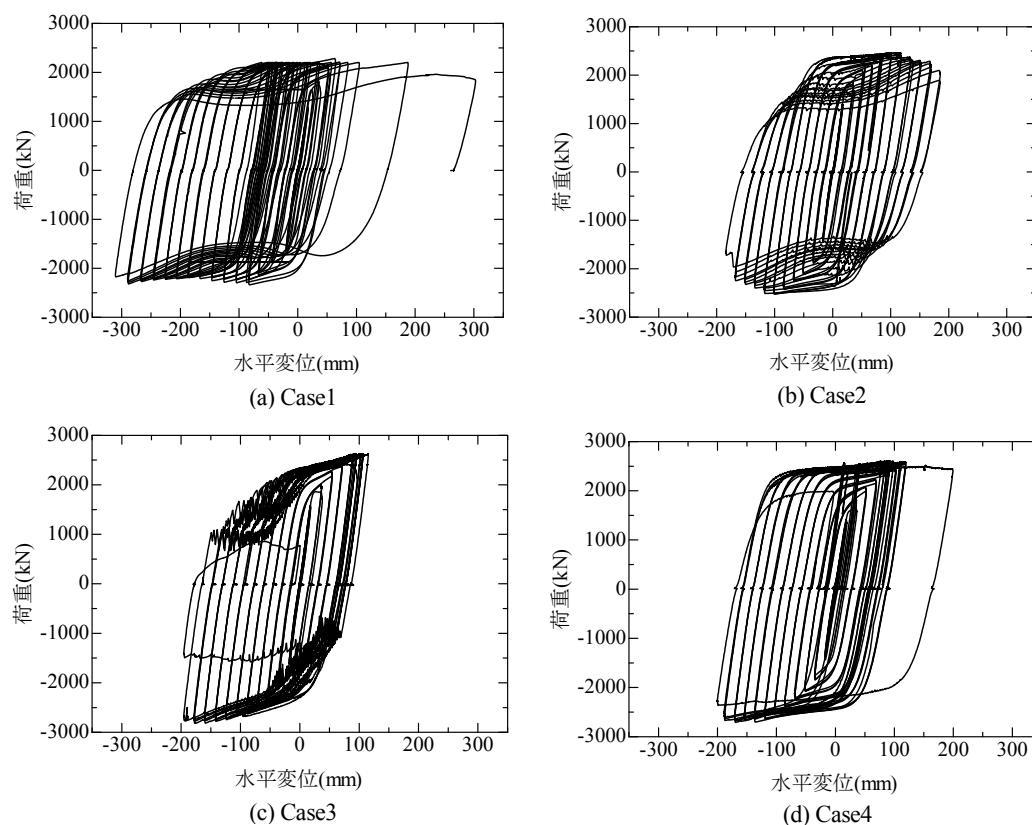
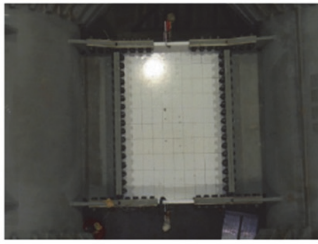
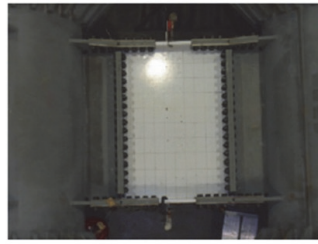


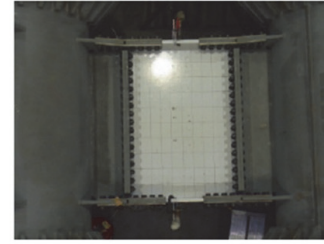
図-4.6 荷重－載荷点位置における水平変位関係



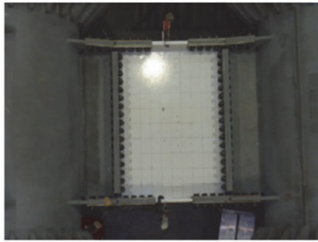
0.5dy+1



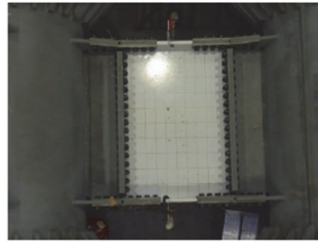
0.5dy-1



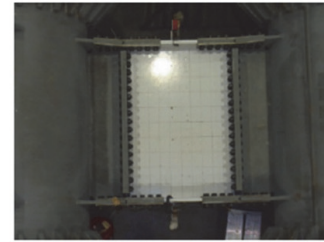
0.5dy+2



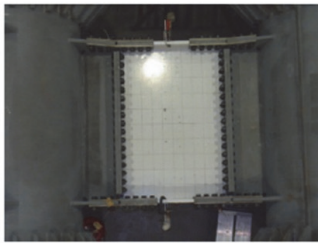
0.5dy-2



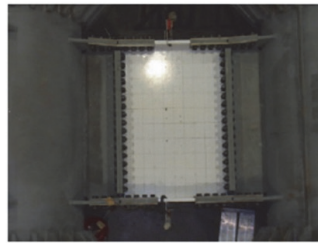
0.5dy+3



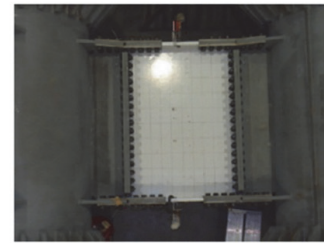
0.5dy-3



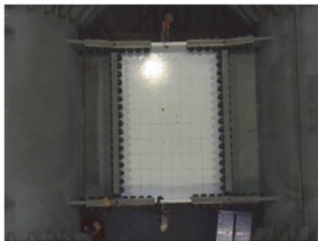
1.0dy+1



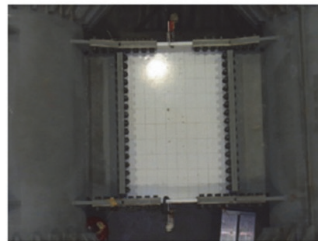
1.0dy-1



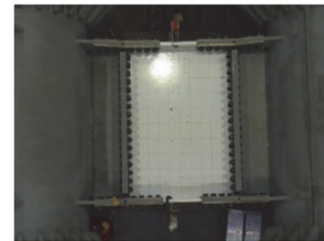
1.0dy+2



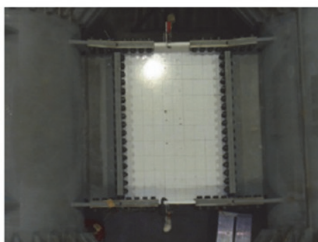
1.0dy-2



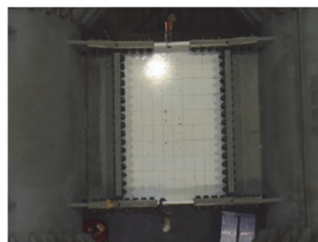
1.0dy+3



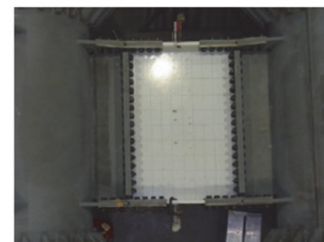
1.0dy-3



2.0dy+1



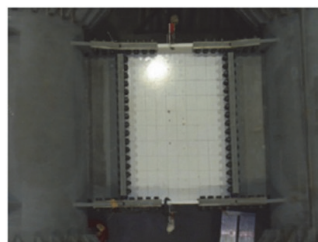
2.0dy-1



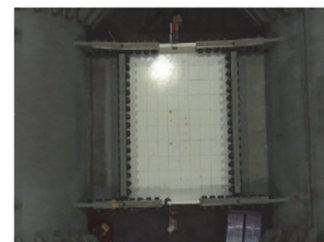
2.0dy+2



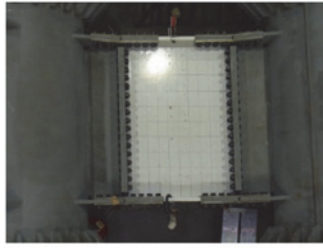
2.0dy-2



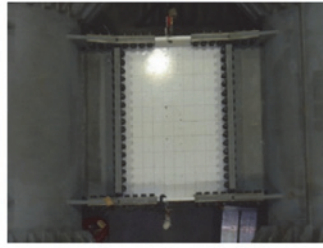
2.0dy+3



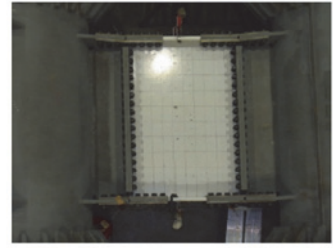
2.0dy-3



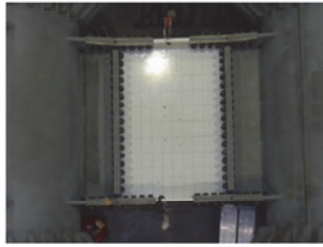
3.0dy+1



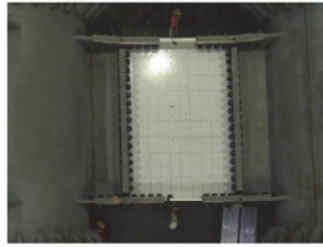
3.0dy-1



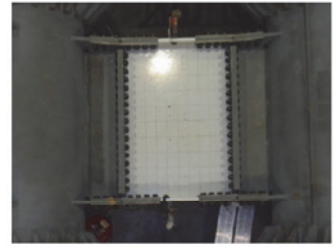
3.0dy+2



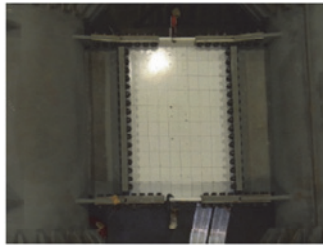
3.0dy-2



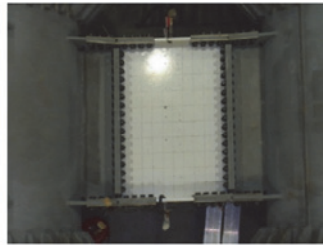
3.0dy+3



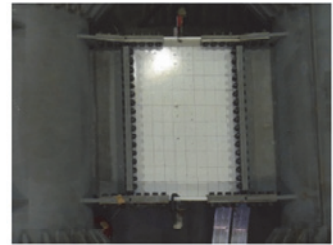
3.0dy-3



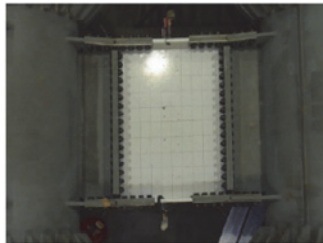
4.0dy+1



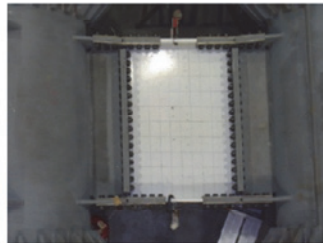
4.0dy-1



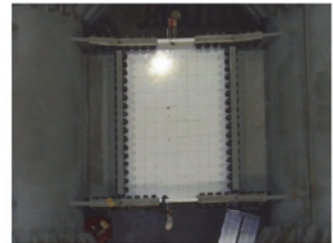
4.0dy+2



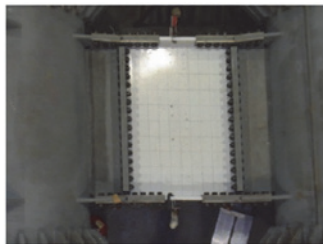
4.0dy-2



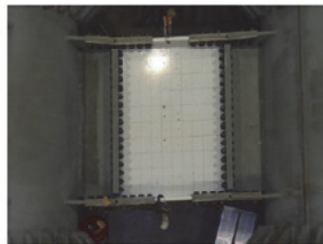
4.0dy+3



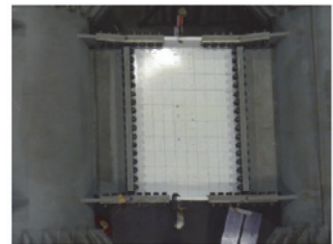
4.0dy-3



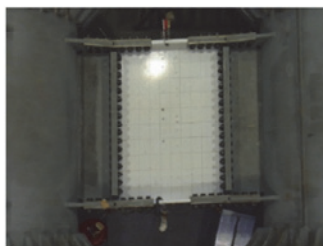
5.0dy+1



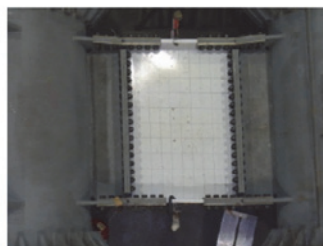
5.0dy-1



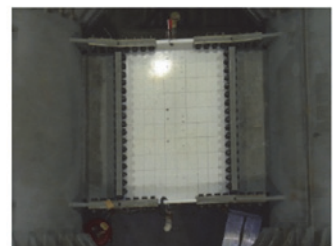
5.0dy+2



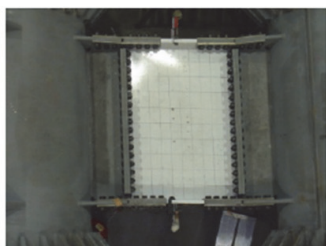
5.0dy-2



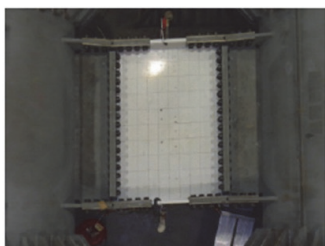
5.0dy+3



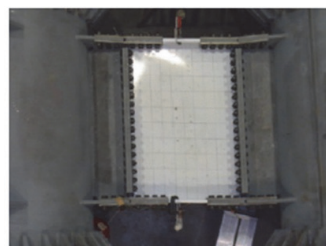
5.0dy-3



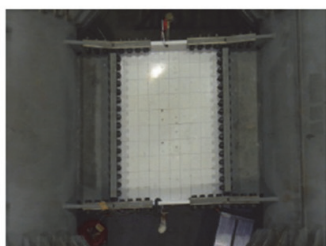
6.0dy+1



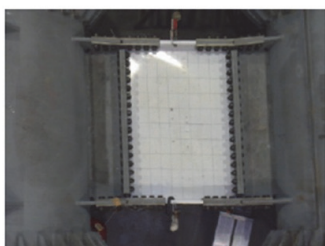
6.0dy-1



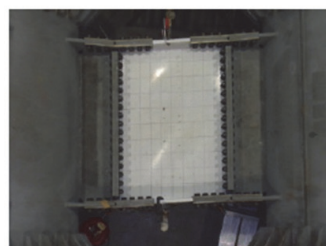
6.0dy+2



6.0dy-2



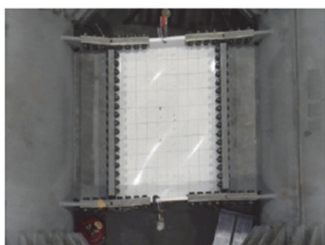
6.0dy+3



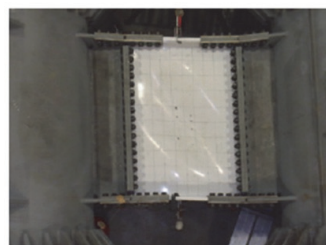
6.0dy-3



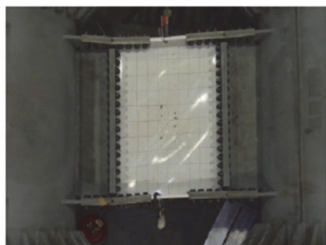
7.0dy+1



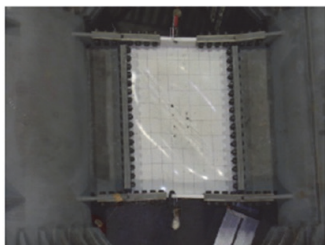
7.0dy-1



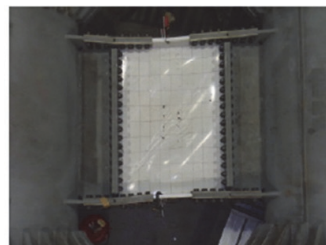
7.0dy+2



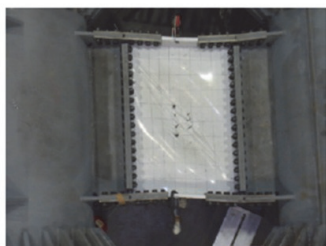
7.0dy-2



7.0dy+3



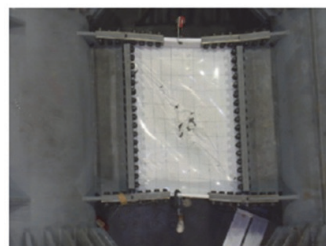
7.0dy-3



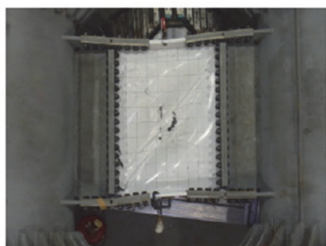
8.0dy+1



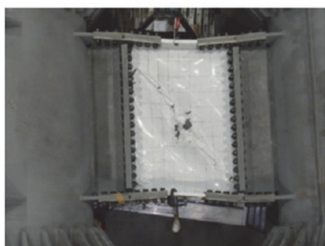
8.0dy-1



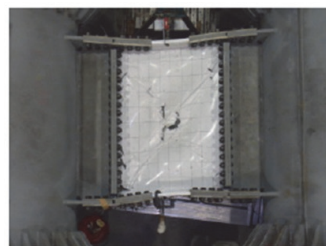
8.0dy+2



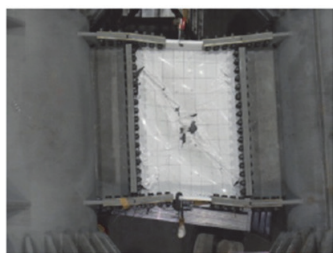
8.0dy-2



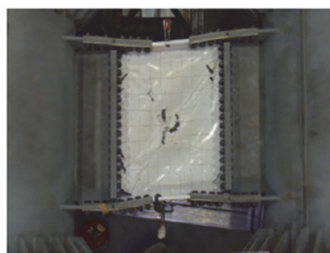
8.0dy+3



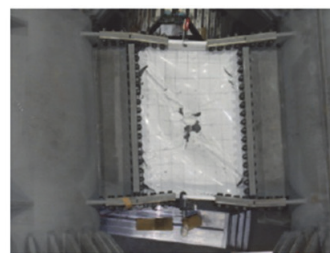
8.0dy-3



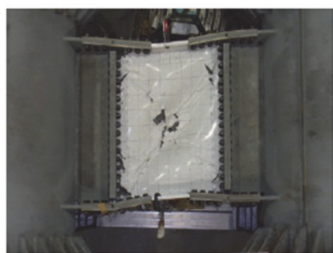
9.0dy+1



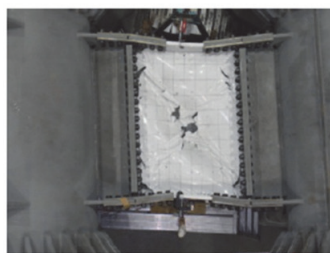
9.0dy-1



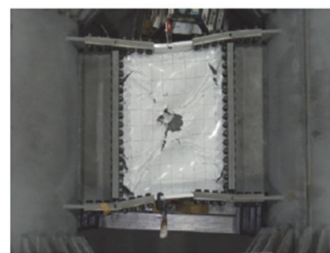
9.0dy+2



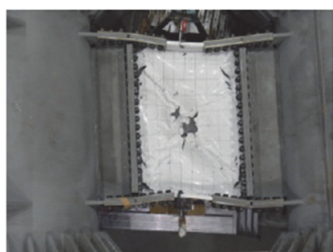
9.0dy-2



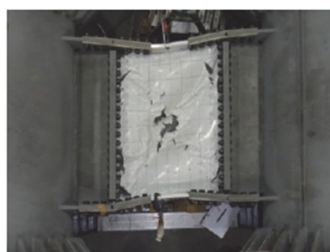
9.0dy+3



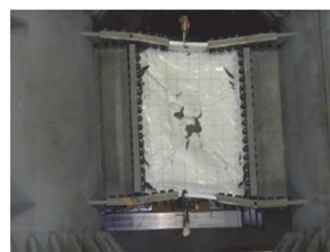
9.0dy-3



10.0dy+1



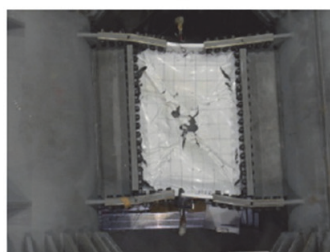
10.0dy-1



10.0dy+2



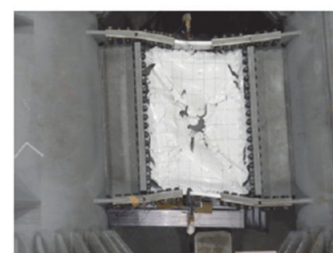
10.0dy-2



10.0dy+3



10.0dy-3

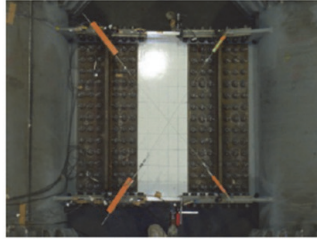


11.0dy+1

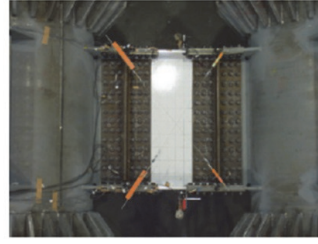


11.0dy-1

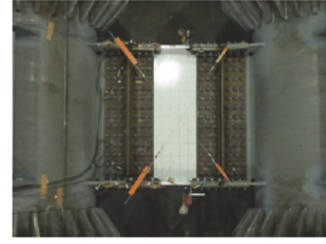
写真-4.2 セン断パネルの各サイクルの変形状態(Case2)



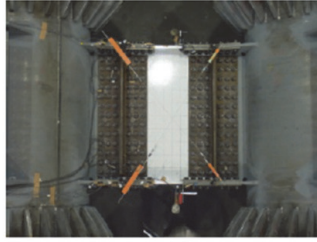
0.5dy+1



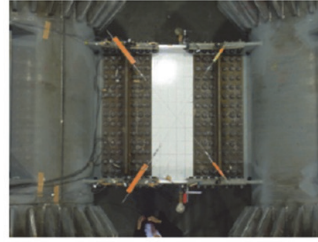
0.5dy-1



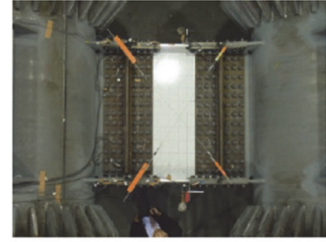
0.5dy+2



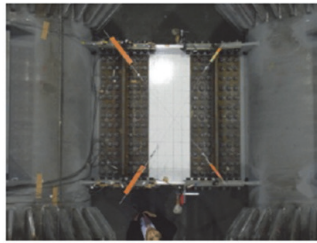
0.5dy-2



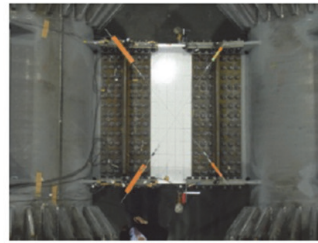
0.5dy+3



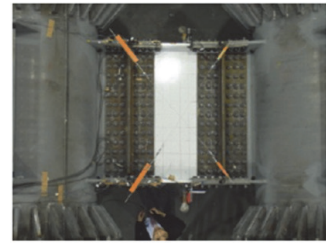
0.5dy-3



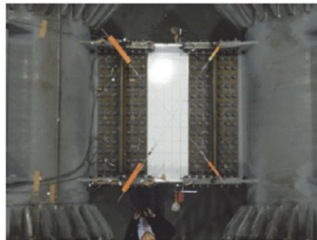
1.0dy+1



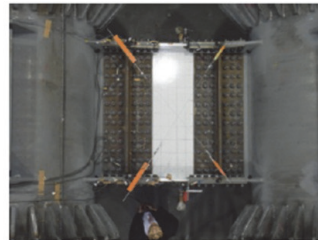
1.0dy-1



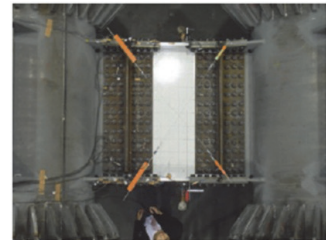
1.0dy+2



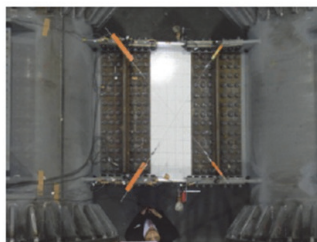
1.0dy-2



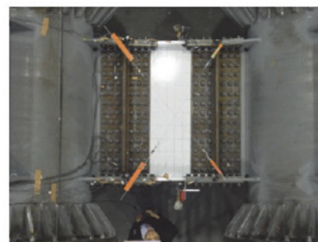
1.0dy+3



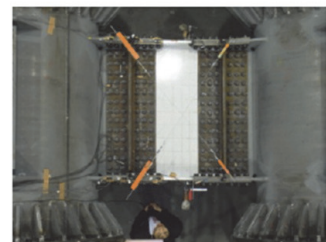
1.0dy-3



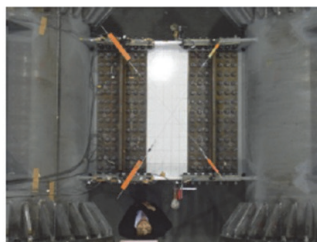
2.0dy+1



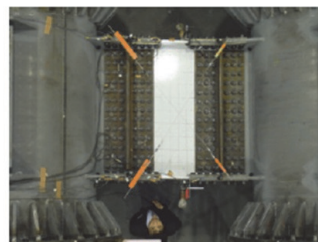
2.0dy-1



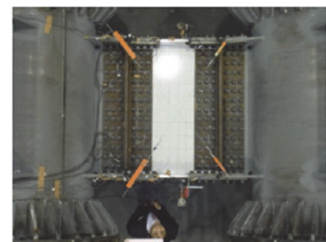
2.0dy+2



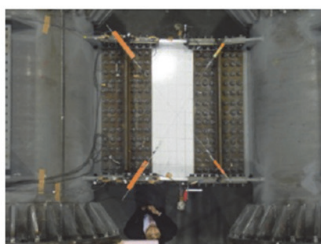
2.0dy-2



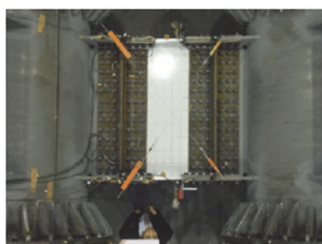
2.0dy+3



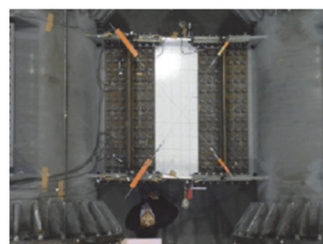
2.0dy-3



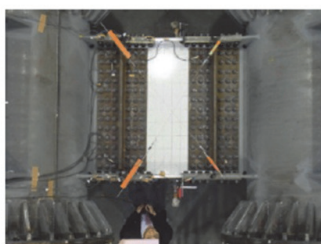
3.0dy+1



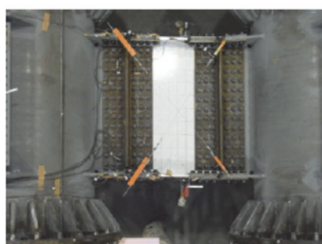
3.0dy-1



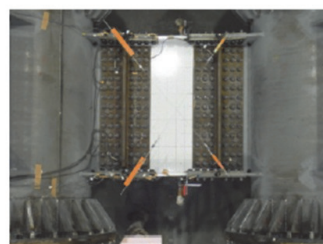
3.0dy+2



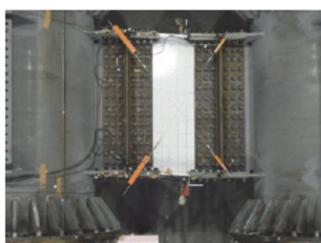
3.0dy-2



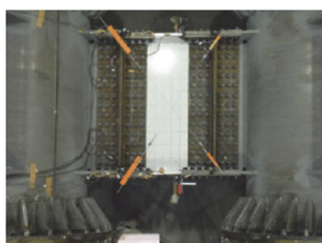
3.0dy+3



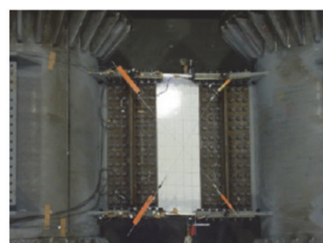
3.0dy-3



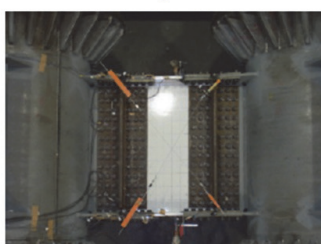
4.0dy+1



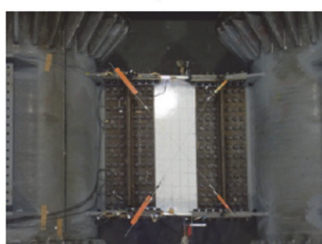
4.0dy-1



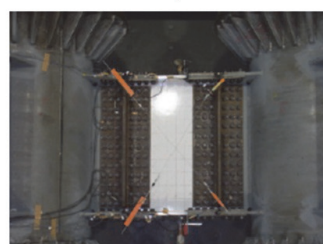
4.0dy+2



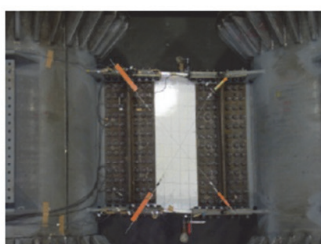
4.0dy-2



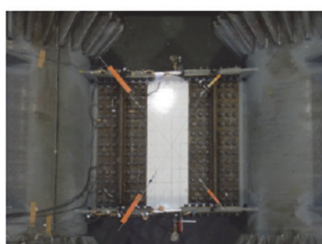
4.0dy+3



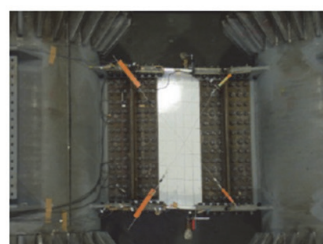
4.0dy-3



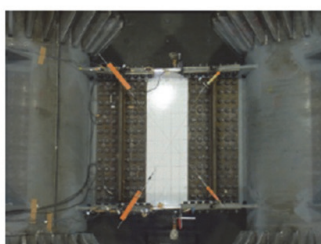
5.0dy+1



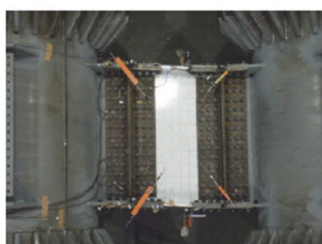
5.0dy-1



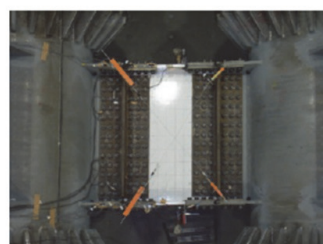
5.0dy+2



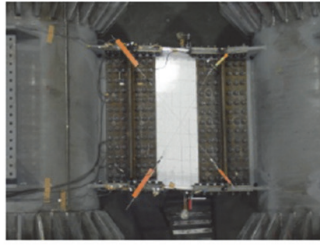
5.0dy-2



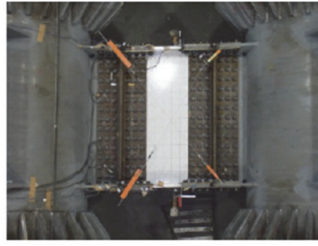
5.0dy+3



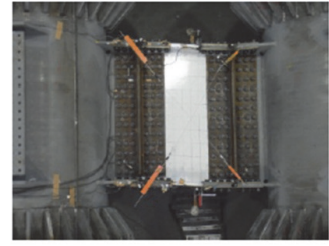
5.0dy-3



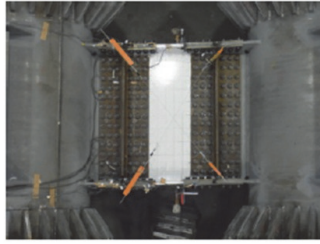
6.0dy+1



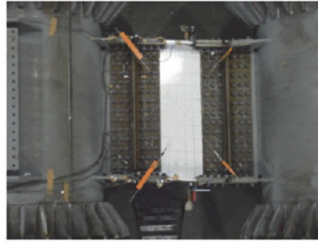
6.0dy-1



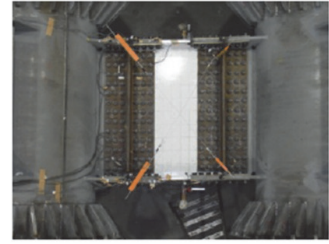
6.0dy+2



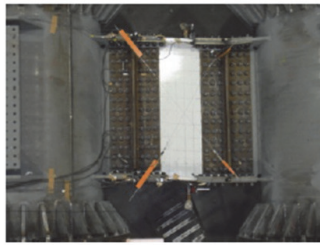
6.0dy-2



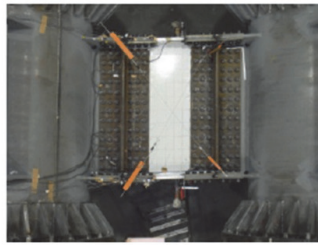
6.0dy+3



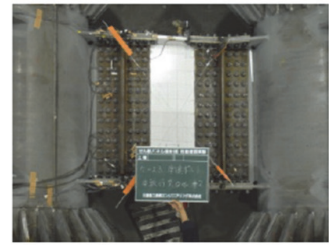
6.0dy-3



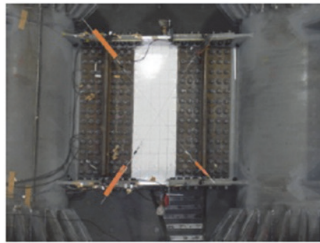
7.0dy+1



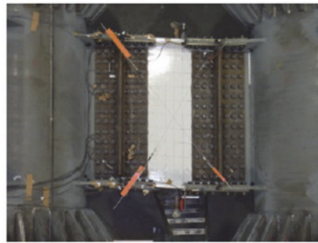
7.0dy-1



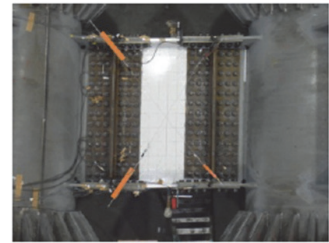
7.0dy+2



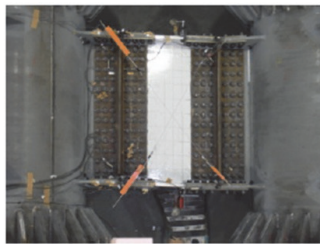
7.0dy-2



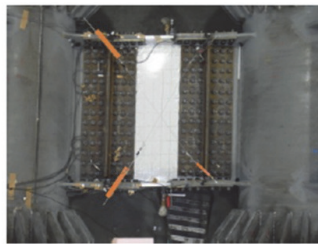
7.0dy+3



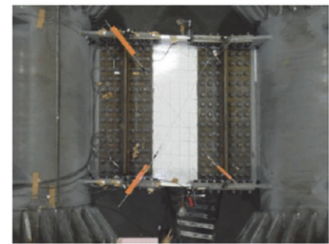
7.0dy-3



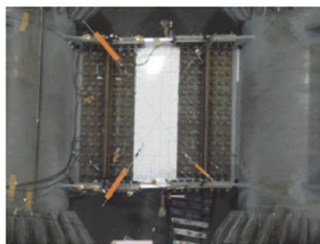
8.0dy+1



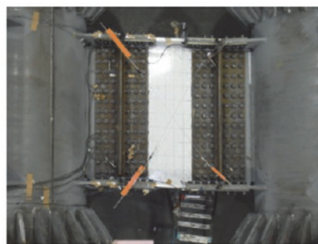
8.0dy-1



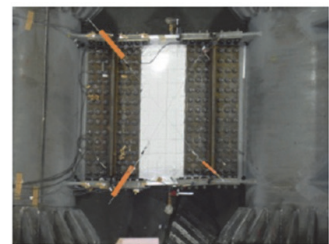
8.0dy+2



8.0dy-2



8.0dy+3



8.0dy-3

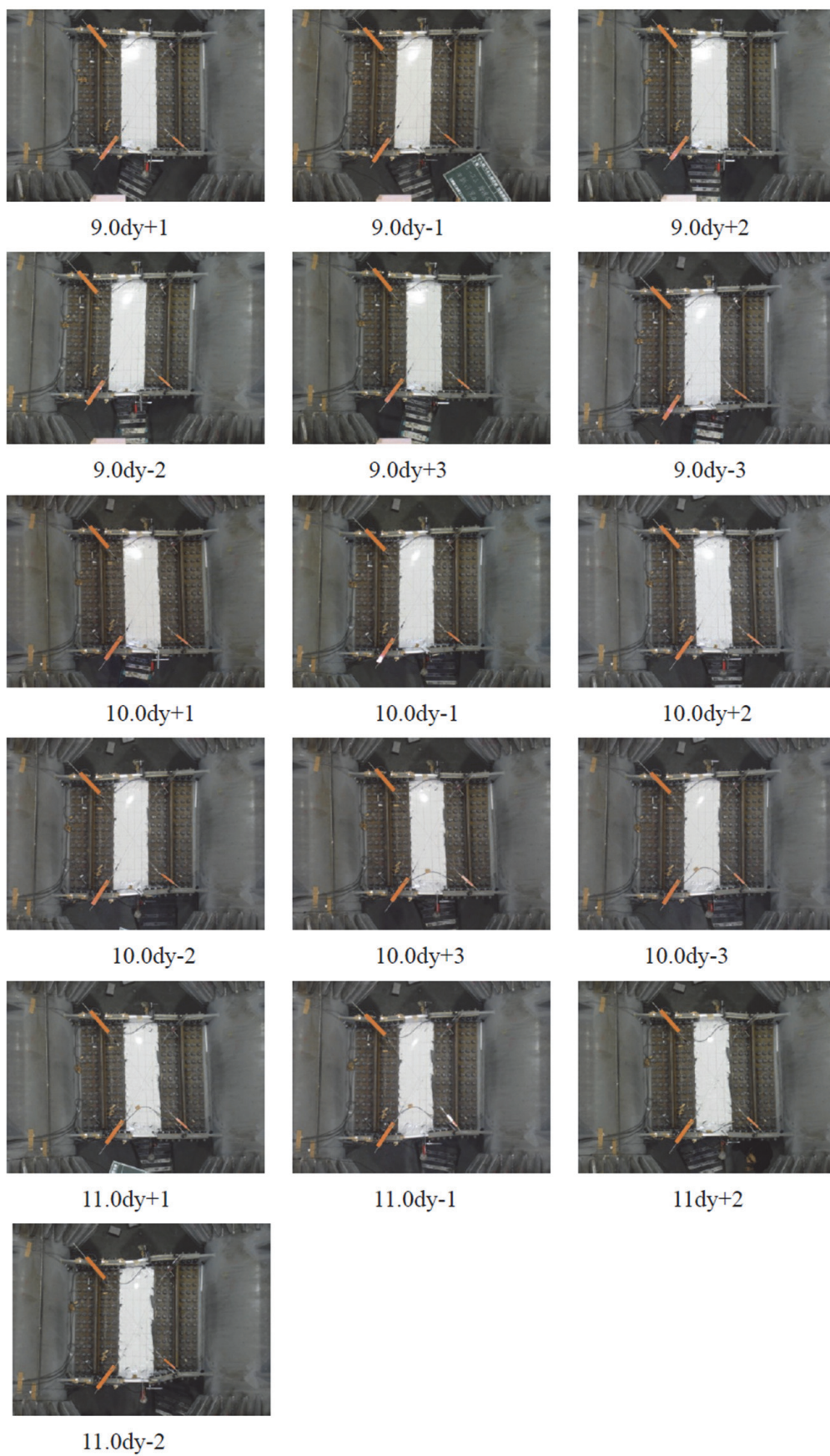
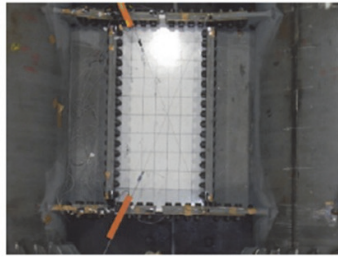
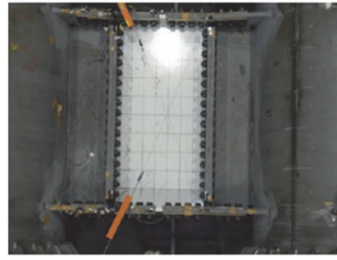


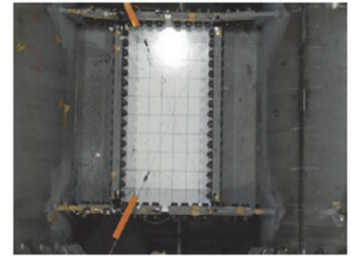
写真-4.3 セン断パネルの各サイクルの変形状態(Case3)



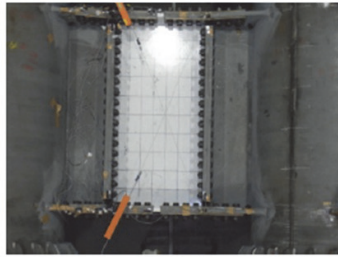
0.5dy+1



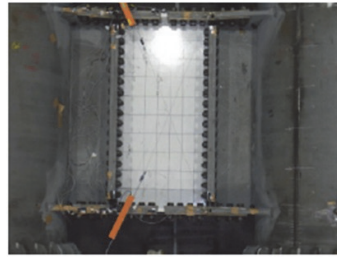
0.5dy-1



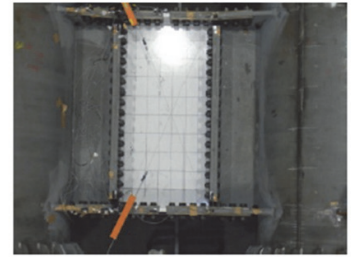
0.5dy+2



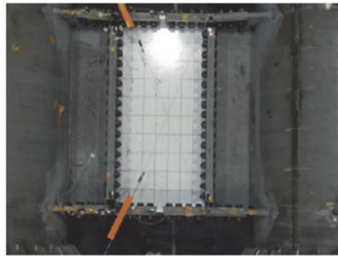
0.5dy-2



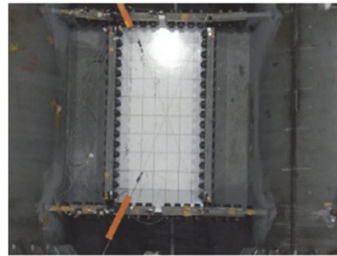
0.5dy+3



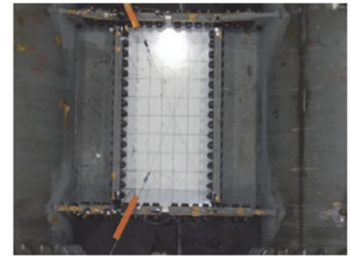
0.5dy-3



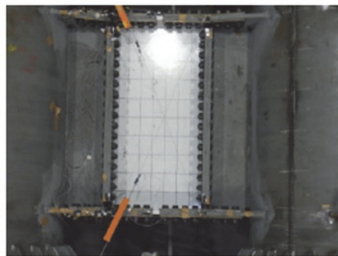
1.0dy+1



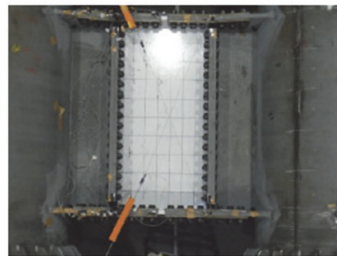
1.0dy-1



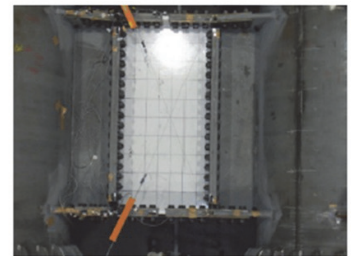
1.0dy+2



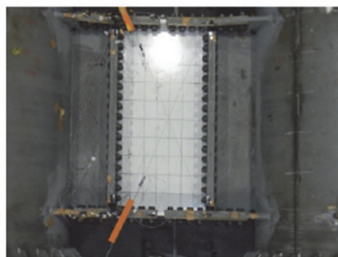
1.0dy-2



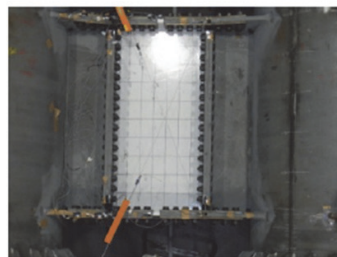
1.0dy+3



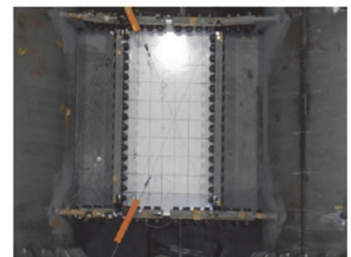
1.0dy-3



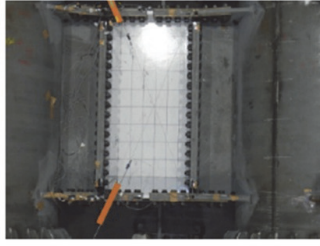
2.0dy+1



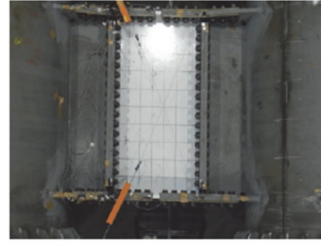
2.0dy-1



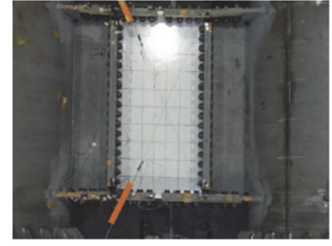
2.0dy+2



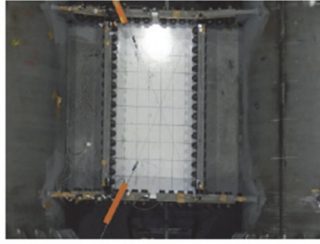
2.0dy-2



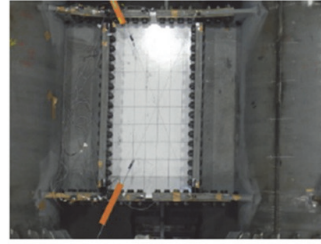
2.0dy+3



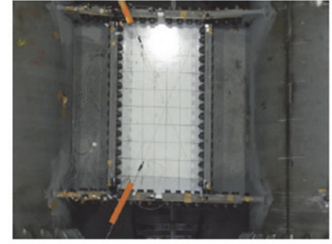
2.0dy-3



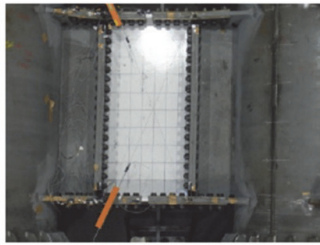
3.0dy+1



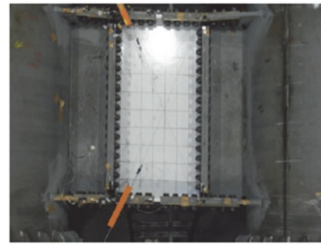
3.0dy-1



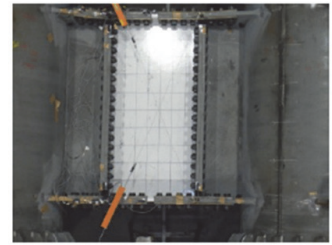
3.0dy+2



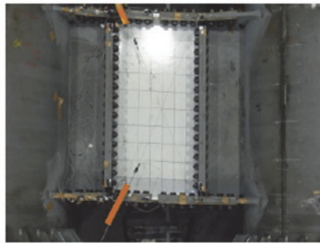
3.0dy-2



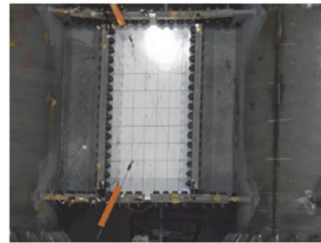
3.0dy+3



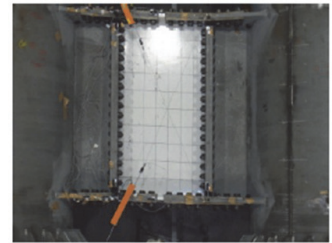
3.0dy-3



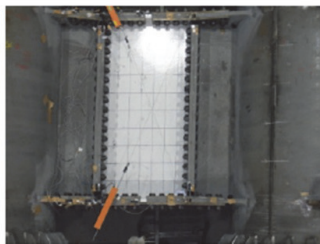
4.0dy+1



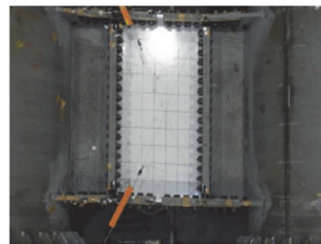
4.0dy-1



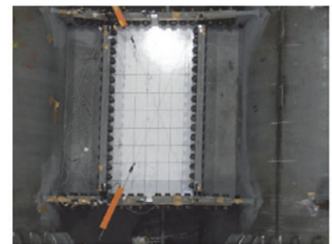
4.0dy+2



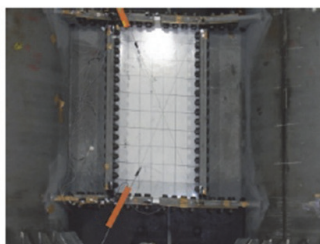
4.0dy-2



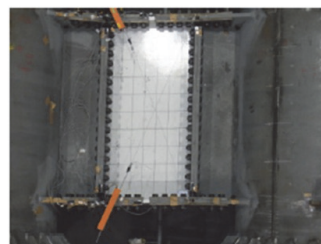
4.0dy+3



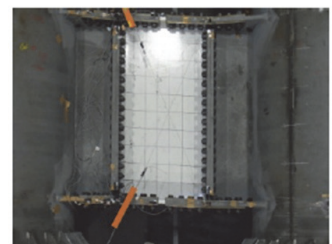
4.0dy-3



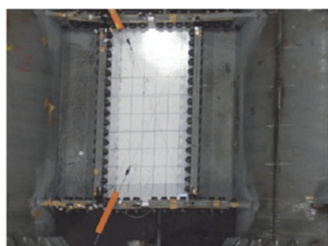
5.0dy+1



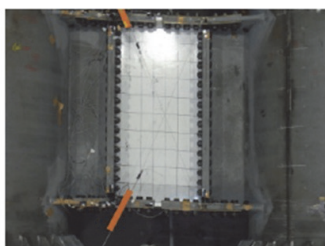
5.0dy-1



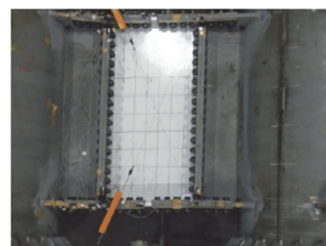
5.0dy+2



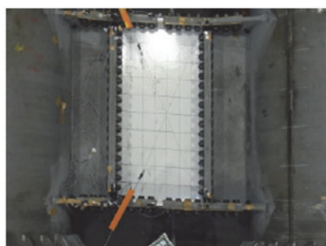
5.0dy-2



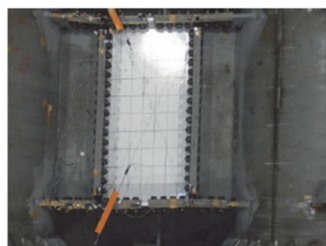
5.0dy+3



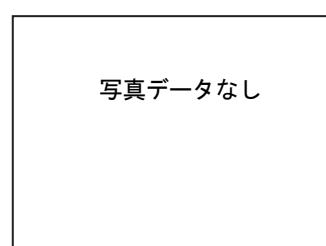
5.0dy-3



6.0dy+1

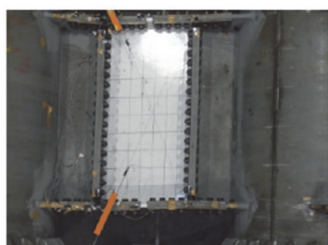


6.0dy-1

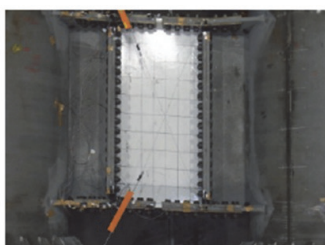


写真データなし

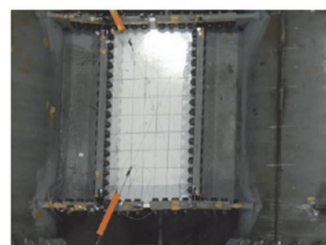
6.0dy+2



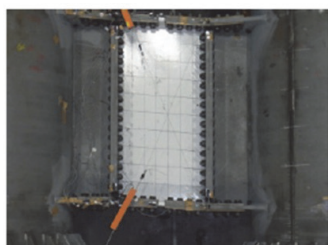
6.0dy-2



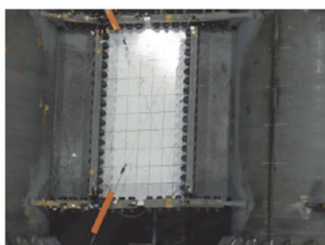
6.0dy+3



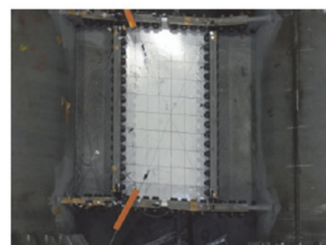
6.0dy-3



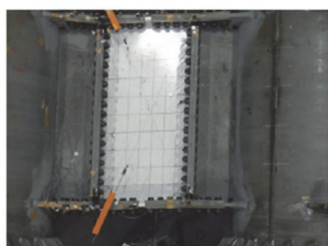
7.0dy+1



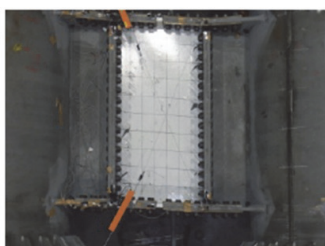
7.0dy-1



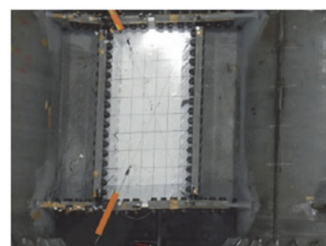
7.0dy+2



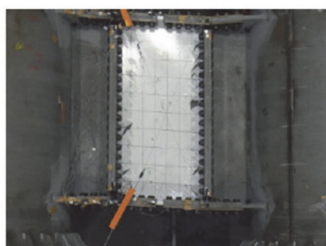
7.0dy-2



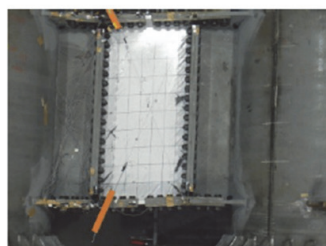
7.0dy+3



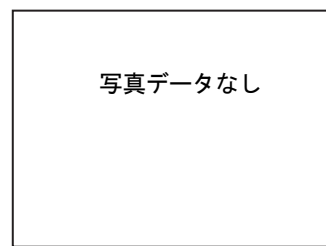
7.0dy-3



8.0dy+1

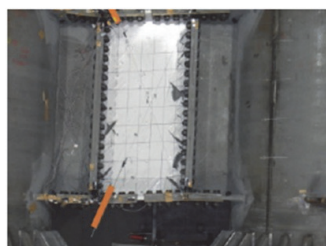


8.0dy-1

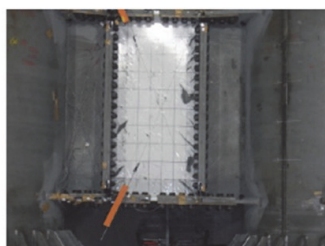


写真データなし

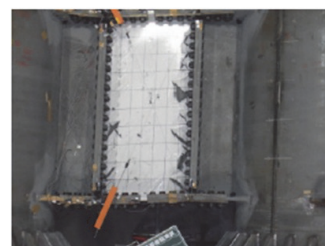
8.0dy+2



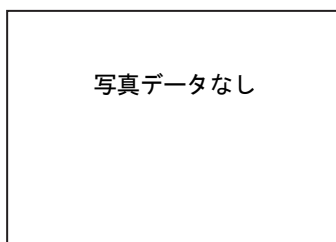
8.0dy-2



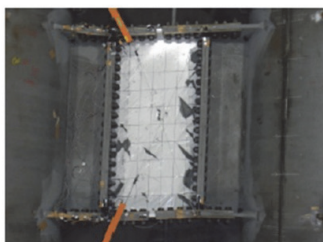
8.0dy+3



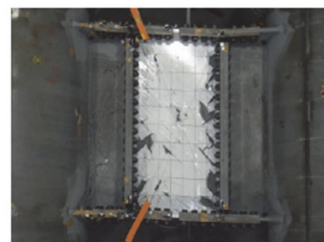
8.0dy-3



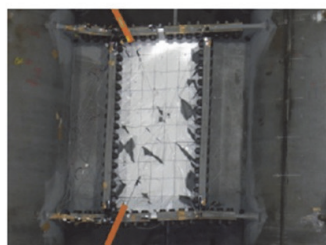
写真データなし



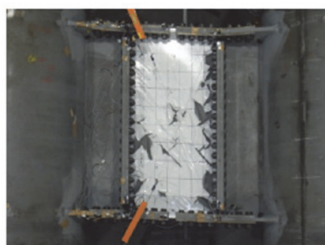
9.0dy-1



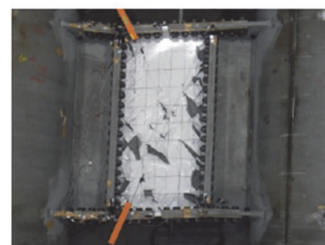
9.0dy+2



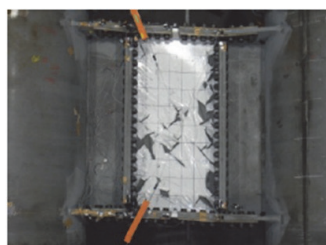
9.0dy-2



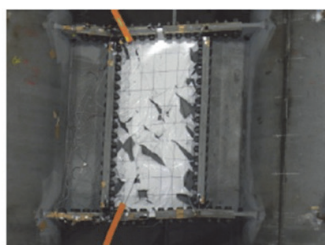
9.0dy+3



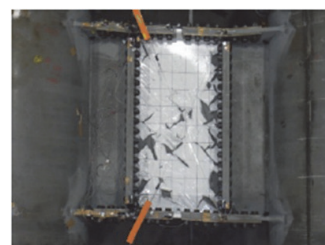
9.0dy-3



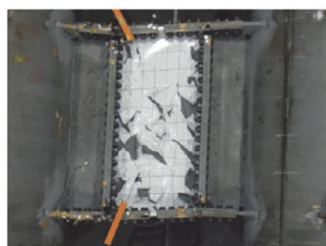
10.0dy+1



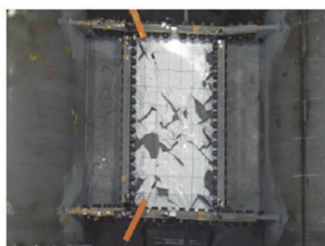
10.0dy-1



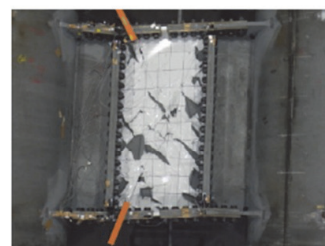
10.0dy+2



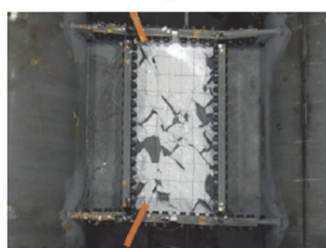
10.0dy-2



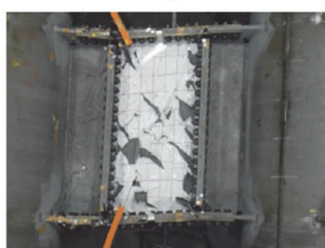
10.0dy+3



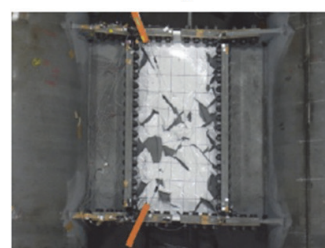
10.0dy-3



11.0dy+1



11.0dy-1



11.0dy+2

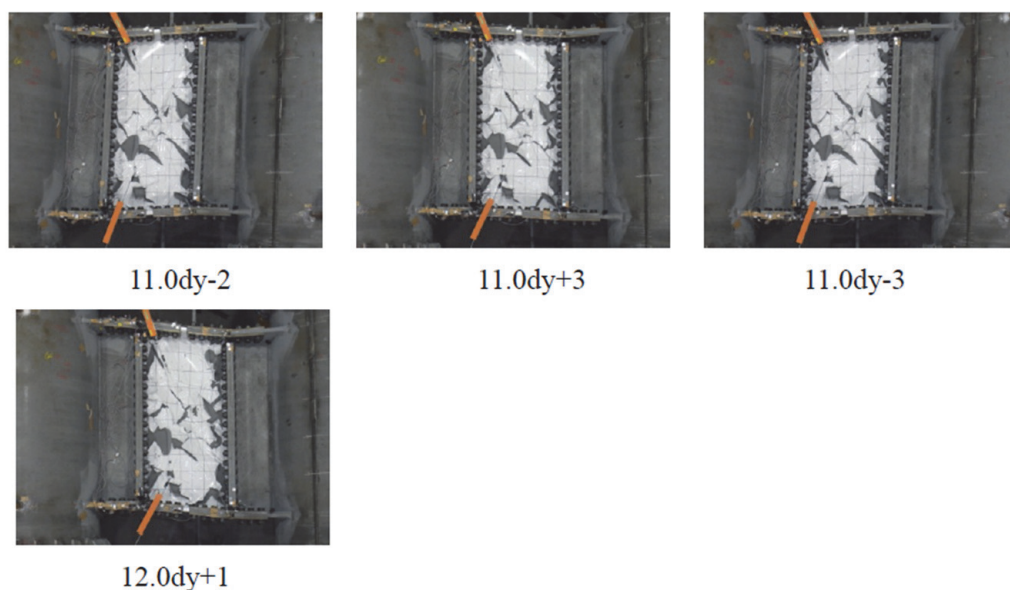


写真-4.4 セン断パネルの各サイクルの変形状態(Case4)

表-4.4 各供試体の実験結果

供試体	降伏荷重 (kN)	降伏変位 (mm)	最大荷重 (kN)	最小荷重 (kN)	最大せん断ひずみ(%)		
					D-4	D-5	平均
Case1	1371.1	20.0	2284.6	-2338.0	9.12	19.47	14.30
Case2	1359.4	16.7	2464.9	-2525.0	13.15	19.33	16.24
Case3	1583.2	17.7	2623.6	-2819.0	5.32	14.72	10.02
Case4	1392.8	17.4	2605.2	-2707.1	10.88	9.97	10.42

図-4.6よりCase1, Case3およびCase4の引張側変位では载荷途中で目標変位に到達できていないことがわかる。これは载荷中にCase1では2,380kN, Case3及びCase4では2,600kNの油圧ジャッキの引張荷重の能力限界に到達したためである。なお、圧縮側については、全てのケースにおいて終局に至るまで、各ステップの目標変位による载荷を行うことができた。

Case1では、 $5\delta_y$ でせん断パネルの座屈が生じはじめ、徐々に面外変形が大きくなるとともに、緩やかに最大荷重が低下し、 $7\delta_y$ でウェブ側のまわし溶接止端においてき裂が発生した。その後、顕著なき裂の進展はみられなかったが、 $14\delta_y$ において、せん断パネルのウェブとフランジの溶接止端部にき裂が発生し急激に進展した。 $15\delta_y$ でそのき裂が貫通し、き裂長が急激に伸び、大きく荷重が低下したところで終局に至った。

Case2では、Case1同様、 $5\delta_y$ でせん断パネルの座屈が生じはじめ、緩やかに最大荷重が低下した。 $6\delta_y$ でフランジの摩擦接合面のすべりが発生し、その後、すべりを繰り返した。このすべり現象は図-4.6の履歴曲線中の瞬間的に荷重が低下し、すぐに元に戻るところで発生している。 $9\delta_y$ で、せん断パネルのウェブとフランジの溶接止端部にき裂が発生し、急激に進展した。 $11\delta_y$ でそのき裂が溶接部を貫通し、せん断パネルのウェブとフランジが完全に破断したところで終局に至った。

Case3では、Case1やCase2でみられたような荷重の緩やかな低下はなく、 $10\delta_y$ まで徐々に荷重が上昇しており、さらに最大荷重は他のCaseに比べて大きくなった。これは、せん断パネルが添接板によって拘束され、面外変形が抑えられたこと、また、添接板によってみかけのウェブ板厚が増加したた

めと考えられる。また、Case2 よりも履歴曲線中の弾性領域から塑性領域へ移行する範囲（第 2 象限及び第 4 象限）での荷重の変動が大きいことがわかる。これは $2\delta_y$ 以降、ウェブのせん断座屈によりウェブ及びフランジの摩擦接合面がすべり、その時に大きく荷重が低下したためである。また、完全にすべりきった後、ボルトは支圧状態に移行し、安定して荷重が漸増していることがわかる。 $9\delta_y$ で、フランジ側まわし溶接止端でき裂が発生した。 $10\delta_y$ でせん断パネルの座屈が目視で確認できるようになった。 $11\delta_y$ でフランジ側溶接止端でき裂が発生した。その後、急減に進展し、まわし溶接部からのき裂、ウェブからのき裂とつながり、終局に至った。なお、実験終了後、添接板を取り外すと、仕口部の摩擦接合部にボルト孔を縫うようなき裂が進展し、フランジ側のき裂とつながっていたことがわかったが、このボルト孔を縫うようなき裂がどの段階で発生したのかは判明しなかった。

Case4 では、 $5\delta_y$ でウェブ側のまわし溶接止端部からき裂が発生し、その後、徐々に進展した。 $6\delta_y$ でフランジの摩擦接合面のすべりが発生し、その後、すべりを繰り返した。 $8\delta_y$ でせん断パネルの座屈が目視で確認できるようになったが、Case3 同様、荷重がほとんど低下しなかった。 $11\delta_y$ でせん断パネルのウェブとフランジの溶接止端部でき裂が発生した後、 $12\delta_y$ でそのき裂が溶接部を貫通し、ウェブとフランジの破断により終局に至った。

表-4.5 主な損傷過程と終局モード

供試体名	Case1	Case2	Case3	Case4
ウェブ継手	溶接接合	支圧接合	摩擦接合	支圧接合
フランジ継手	溶接接合	摩擦接合	摩擦接合	摩擦接合
損傷過程図				
載荷前				
損傷写真①				
損傷写真②				
損傷写真③				
損傷写真④ (パネル取り外し後)				

4.3.2 せん断パネルの寸法の影響

せん断パネルの寸法が損傷過程および終局モードに与える影響を評価するために、表-4.6に示すせん断パネルの既往の研究事例をもとに、本研究の実験供試体4体を含む51体のせん断パネルの対角線長と幅厚比パラメータの関係及び終局モードについて図-4.7に整理した。ここで終局モードについては、せん断パネルのせん断座屈が進行し、パネル中央部のき裂により終局を迎えたケースを“せん断座屈”，せん断パネルと周囲のフランジとの溶接接合部を起点としたき裂により終局を迎えたケースを“低サイクル疲労”，せん断パネルと仕口部との摩擦接合の高力ボルトのずれにより終局を迎えたケースを“継ぎ手ボルトのずれ”と定義した。

表-4.6 既往の研究および本研究におけるせん断パネル供試体諸元と終局モード

No.	各文献中の供試体名	材質	パネル高さ H_d (mm)	パネル幅 B_w (mm)	対角線長 s (mm)	アスペクト比 α	板厚 t_w (mm)	幅厚比	幅厚比 パラメータ R_w	終局モード	出典
1	LY100・30-M/C	LY100	200	200	283	1.00	6.0	33	0.20	せん断座屈	参考文献[4-2]
2	LY100・50-M/C	LY100	300	300	424	1.00	6.0	50	0.29	せん断座屈	参考文献[4-2]
3	LY100・70-M/C	LY100	400	400	566	1.00	6.0	67	0.39	せん断座屈	参考文献[4-2]
4	LY235・30-M/C	LY235	200	200	283	1.00	6.0	33	0.30	低サイクル疲労	参考文献[4-2]
5	LY235・50-M/C	LY235	300	300	424	1.00	6.0	50	0.45	低サイクル疲労	参考文献[4-2]
6	LY235・70-M/C	LY235	400	400	566	1.00	6.0	67	0.60	せん断座屈	参考文献[4-2]
7	LY235・90-M/C	LY235	400	400	566	1.00	4.5	89	0.80	せん断座屈	参考文献[4-2]
8	SS400・50-M/C	SS400	300	300	424	1.00	6.0	50	0.58	せん断座屈	参考文献[4-2]
9	SS400・90-M/C	SS400	400	400	566	1.00	4.5	89	1.04	せん断座屈	参考文献[4-2]
10	SM490・30-M/C	SM490	200	200	283	1.00	6.0	33	0.43	せん断座屈	参考文献[4-2]
11	SM490・50-M/C	SM490	300	300	424	1.00	6.0	50	0.65	せん断座屈	参考文献[4-2]
12	SM490・70-M/C	SM490	400	400	566	1.00	6.0	67	0.86	せん断座屈	参考文献[4-2]
13	Case-A1	LY100	150	150	212	1.00	6.0	25	0.13	低サイクル疲労	参考文献[4-7]
14	Case-A2	LY100	150	150	212	1.00	6.0	25	0.13	低サイクル疲労	参考文献[4-7]
15	Case-A3	LY100	150	150	212	1.00	6.0	25	0.13	低サイクル疲労	参考文献[4-7]
16	Case-B1	L225	350	350	495	1.00	9.0	39	0.35	せん断座屈	参考文献[4-7]
17	Case-B2	L225	350	350	495	1.00	9.0	39	0.35	せん断座屈	参考文献[4-7]
18	Case-C1	L225	250	250	354	1.00	16.0	16	0.14	低サイクル疲労	参考文献[4-7]
19	Case-C2	L225	250	250	354	1.00	16.0	16	0.14	低サイクル疲労	参考文献[4-7]
20	Case-C3	L225	250	250	354	1.00	16.0	16	0.14	低サイクル疲労	参考文献[4-7]
21	Case-C4	L225	250	250	354	1.00	16.0	16	0.14	低サイクル疲労	参考文献[4-7]
22	Case-C5	L225	250	250	354	1.00	16.0	16	0.14	低サイクル疲労	参考文献[4-7]
23	Case-C6	L225	250	250	354	1.00	22.0	11	0.10	低サイクル疲労	参考文献[4-7]
24	Case-C7	L225	250	250	354	1.00	22.0	11	0.10	低サイクル疲労	参考文献[4-7]
25	Case-C8	L225	250	250	354	1.00	12.0	21	0.19	低サイクル疲労	参考文献[4-7]
26	Case-C9	L225	350	350	495	1.00	16.0	22	0.20	低サイクル疲労	参考文献[4-7]
27	SPD-0.20-2A	LY225	610	610	863	1.00	9.0	68	0.20	低サイクル疲労	参考文献[4-8]
28	SPD-0.20-2	LY225	610	610	863	1.00	9.0	68	0.20	低サイクル疲労	参考文献[4-8]
29	SPD-0.30-1	LY225	610	610	863	1.00	9.0	68	0.30	せん断座屈	参考文献[4-8]
30	SPD-0.25-0	LY225	400	400	566	1.00	14.0	29	0.25	せん断座屈	参考文献[4-8]
31	SPD-0.125-1	LY225	400	400	566	1.00	14.0	29	0.13	低サイクル疲労	参考文献[4-8]
32	SPD-0.20-1	LY225	500	500	707	1.00	11.0	45	0.20	低サイクル疲労	参考文献[4-8]
33	SPD-0.20-2B	LY225	610	610	863	1.00	9.0	68	0.20	低サイクル疲労	参考文献[4-8]
34	SPD-0.20-2C	LY225	610	610	863	1.00	9.0	68	0.20	低サイクル疲労	参考文献[4-8]
35	A-1	LY225	409	430	593	0.95	12.0	36	0.31	せん断座屈	参考文献[4-16]
36	A-2	LY225	385	430	577	0.90	12.0	36	0.30	せん断座屈	参考文献[4-16]
37	A-3	LY225	361	430	561	0.84	12.0	36	0.29	せん断座屈	参考文献[4-16]
38	B-1	LY225	400	400	566	1.00	32.0	13	0.11	低サイクル疲労	参考文献[4-16]
39	B-2	LY225	336	400	522	0.84	32.0	13	0.10	低サイクル疲労	参考文献[4-16]
40	C-1	LY225	200	195	279	1.03	8.0	24	0.22	継手ボルト部のずれ	参考文献[4-16]
41	C-2	LY225	200	195	279	1.03	8.0	24	0.22	継手ボルト部のずれ	参考文献[4-16]
42	C-3	LY225	200	195	279	1.03	8.0	24	0.22	継手ボルト部のずれ	参考文献[4-16]
43	TYPE1(trans.)	A709	560	860	1026	0.65	24.0	36	0.24	低サイクル疲労	参考文献[4-19]
44	TYPE2(long.)	A709	560	860	1026	0.65	24.0	36	0.24	低サイクル疲労	参考文献[4-19]
45	Case1	LY225	300	300	424	1.00	6.0	50	0.44	せん断座屈	参考文献[4-19]
46	Case2	LY225	300	300	424	1.00	6.0	50	0.44	せん断座屈	参考文献[4-19]
47	Case3	LY225	300	300	424	1.00	6.0	50	0.44	せん断座屈	参考文献[4-19]
48	Case1	LY225	850	1250	1512	0.68	25.0	50	0.34	低サイクル疲労	本研究
49	Case2	LY225	850	1250	1512	0.68	25.0	50	0.34	低サイクル疲労	本研究
50	Case3	LY225	850	1250	1512	0.68	25.0	50	0.34	低サイクル疲労	本研究
51	Case4	LY225	600	1250	1387	0.48	25.0	50	0.26	低サイクル疲労	本研究

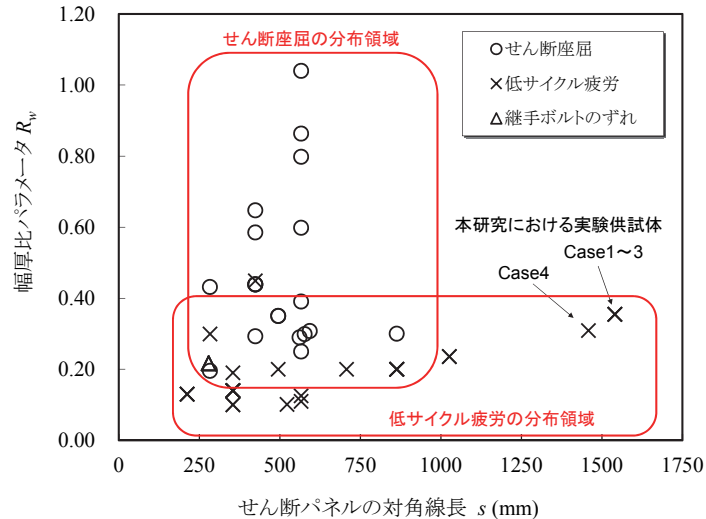


図-4.7 幅厚比パラメータとせん断パネルの対角線長の関係および各供試体の終局モード

既往の研究を整理した結果，せん断パネルの幅厚比パラメータが 0.2 以上の場合，せん断パネルのせん断座屈により終局に至り，幅厚比パラメータが 0.4 に満たない場合，せん断パネルのウェブ周囲の溶接部の低サイクル疲労に伴うき裂の進展により終局に至るケースが多いことが明らかとなった．本研究において対象とした幅厚比パラメータが 0.31 または 0.36 のせん断パネルは，せん断パネルのせん断座屈の発生は伴うものの，せん断座屈の進展によるパネル中央部のき裂ではなく，最終的にはせん断パネルのウェブ周囲の溶接部の低サイクル疲労に伴うき裂の進展により終局に至った．本研究において対象としたせん断パネルのように，対角線長が 1000mm を上回るような大型の場合は幅厚比パラメータが 0.2 を超える場合でも，せん断パネルのせん断座屈によるパネル中央部のき裂ではなく，せん断パネルと周囲のフランジとの溶接接合部を起点とした低サイクル疲労によるき裂により終局に至る場合があることがわかった．これは，大型のせん断パネルの場合，幅厚比パラメータが 0.2 を超えていると，既往の実験のような小さなせん断パネルの場合同様，面外変形が先行するが，表-4.5の Case1 や Case2 の損傷写真④に示すように，面外変形が大きな曲率を有しており，き裂に至るような局所的なひずみの集中に至らなかったためと考えられる．一方，せん断パネルの周囲のすみ肉溶接部には，せん断パネルの繰返しせん断変形に伴う，せん断力およびせん断パネルの面外変形に伴う引張力が繰返し作用することでき裂が発生し進展したと考えられる．ただし，完全溶け込み溶接でなくとも十分な変形能を有することが明らかになった．

4.3.3 せん断パネルのアスペクト比の影響

せん断パネルのアスペクト比が損傷過程と終局モードに与える影響を検討するために，鋼管側の仕口部との接合方法は同じでアスペクト比だけが異なる Case2 と Case4 を比較する．

各 Case の各目標変位におけるエネルギー吸収量を図-4.8 に示す．エネルギー吸収量は図-4.6 の荷重と水平変位の関係の履歴面積により算出した．ここで，各目標変位におけるエネルギー吸収量は 1 サイクル目から 3 サイクル目の合計量とした．

せん断パネルのアスペクト比が 0.71 の Case2 と 0.59 の Case4 を比較した結果，0.59 のケースの方が終局に至るまでのエネルギー吸収量が大きかった．これは，アスペクト比が小さいケースの方が，せん断

パネルの面外変形量が小さく、せん断座屈を抑制することができたことに起因すると考えられる。

各 Case のせん断パネルのせん断座屈による面外方向の変形量の推移を図-4.9に示す。面外方向の変位は各目標変位における 1 サイクル目の変位を示している。なお、Case4 では変位計が正常に作動していなかったため、そのデータを省いて示している。最大変位は Case2 で 85mm, Case4 で 60mm であった。ただし、Case4 では、最終サイクルにおいて急激に面外変形が生じており、ウェブとフランジの溶接部のき裂が進展したことによって、せん断パネル自体が面外に変形していることから、せん断座屈によるものではない変形も含まれており、せん断パネルのせん断座屈による面外方向への変位は Case4 の方が小さいといえる。

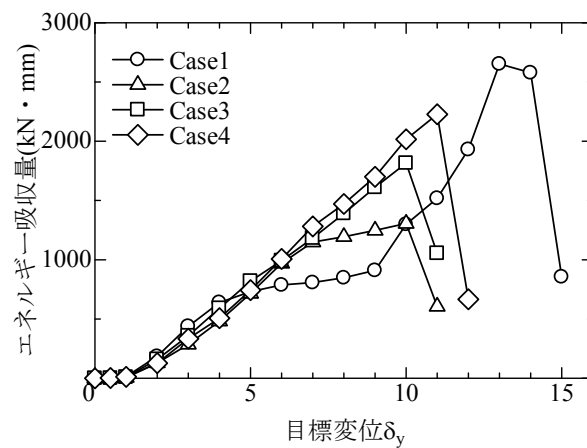


図-4.8 エネルギー吸収量の推移

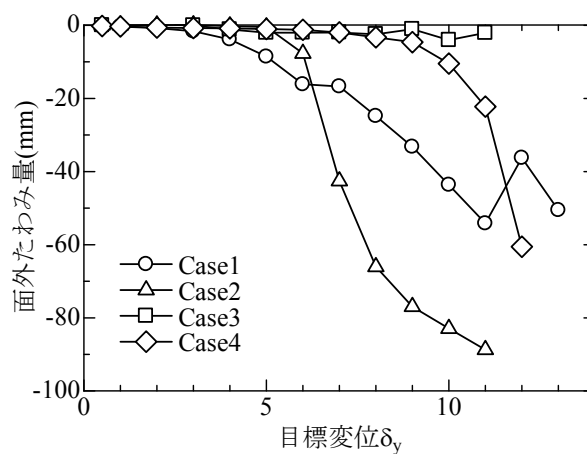


図-4.9 せん断パネル中央部における面外変形量の推移

4.3.4 せん断パネルに対する繰返し荷重の影響

せん断パネルに対する繰返し荷重の影響が、エネルギー吸収量に与える影響について検討するために、4 ケースの 1 サイクル目から 3 サイクル目におけるエネルギー吸収量の推移を図-4.10に示す。

全てのケースのエネルギー吸収量の各目標変位における 1 サイクル目から 3 サイクル目までの推移より、同じ目標変位における繰返し载荷によるせん断パネルのエネルギー吸収量の減少は小さいことがわかった。従って、せん断パネルは終局状態に至るまで繰返し载荷による影響は小さいといえる。

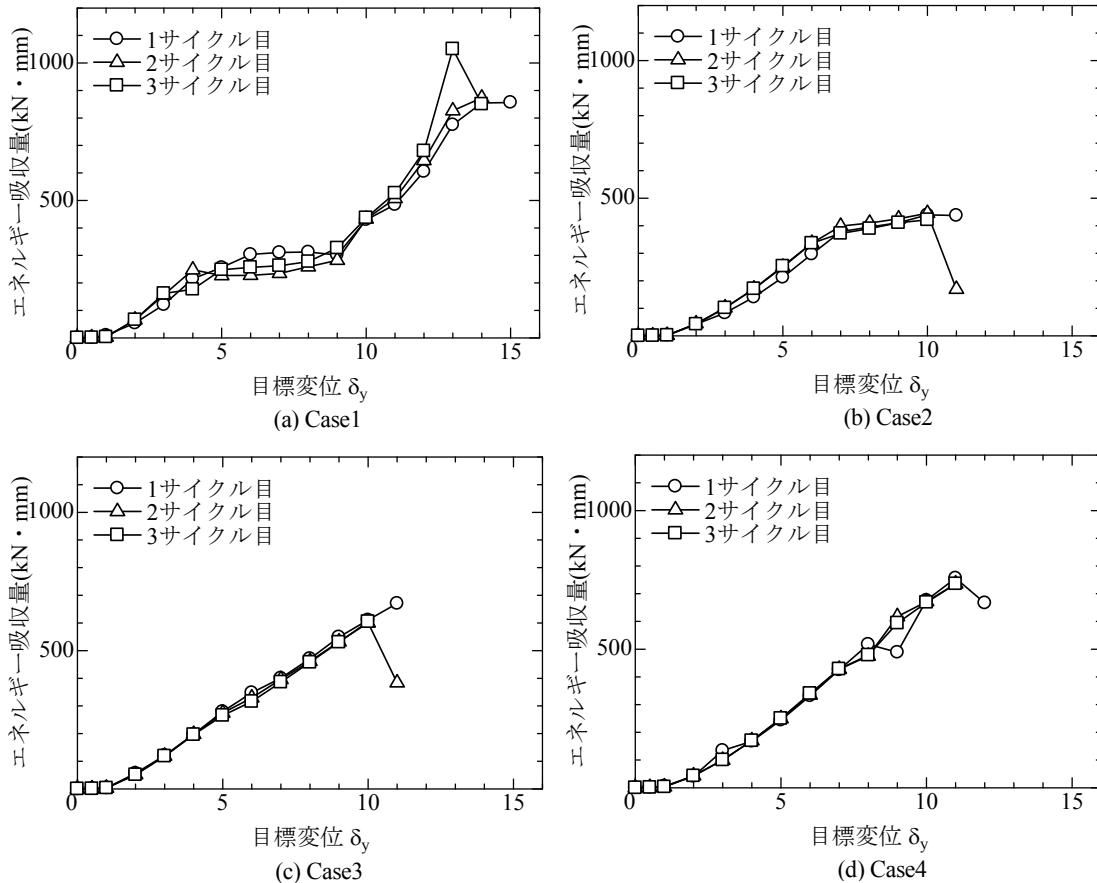


図-4.10 エネルギー吸収量の推移 (サイクル毎)

4.3.5 せん断パネルの接合方法の影響

せん断パネルの接合方法の違いが、せん断パネルの挙動に与える影響について評価するため、接合方法の異なるCase2 (支圧接合) とCase3 (摩擦接合) を対象に、接合部の相対変位の推移を比較する。Case2とCase3の無次元化荷重とウェブの相対変位の関係を図-4. 11に、無次元化荷重とフランジの相対変位の関係を図-4. 12に示す。ここで無次元化荷重とは、载荷点位置の水平荷重を各供試体の降伏荷重で除した値である。相対変位は、前述したようにフランジ、ウェブそれぞれのせん断パネル側と鋼管仕口側の接合面にクリップ式変位計を設置し計測した。

図-4. 11より、Case2のウェブの支圧接合部では、ほとんど相対変位が生じることはなく、最大でも1mm程度の変位であった。一方、Case3のウェブの摩擦接合部では、最大で10mm程度の変位が発生した。Case3では $2\delta_y$ の時点で、既に1mm程度の変位が発生していた。これはせん断パネルが降伏したこ

とにより、ウェブの板厚が減少し、ウェブと添接板の摩擦面の接触力が低減したことによって、表-4.5のCase3の損傷写真④に示すようなすべりが発生したと考えられる。

図-4.12より、Case2のフランジの摩擦接合部では、最大で8mm程度の相対変位が、Case3のフランジの摩擦接合部では、最大で10mm程度の相対変位が発生した。いずれのケースも一方向にすべりが累積していく挙動を示した。これは、摩擦面においてすべりが発生する際、引張力が作用する時にはポアソン効果により板厚が減少し、すべりやすくなるが、圧縮力が作用する時には逆に板厚が増すため、すべりが生じづらくなっているためと考えられる。

Case2の支圧接合とCase3の摩擦接合で、同じ摩擦接合であるフランジのすべり挙動に大きな違いが生じなかったが、ウェブにおいては、Case2の支圧接合ではほとんど相対変位が発生しなかったのに対して、Case3の摩擦接合ではせん断パネルの降伏により、比較的早い段階から相対変位が発生する結果となった。

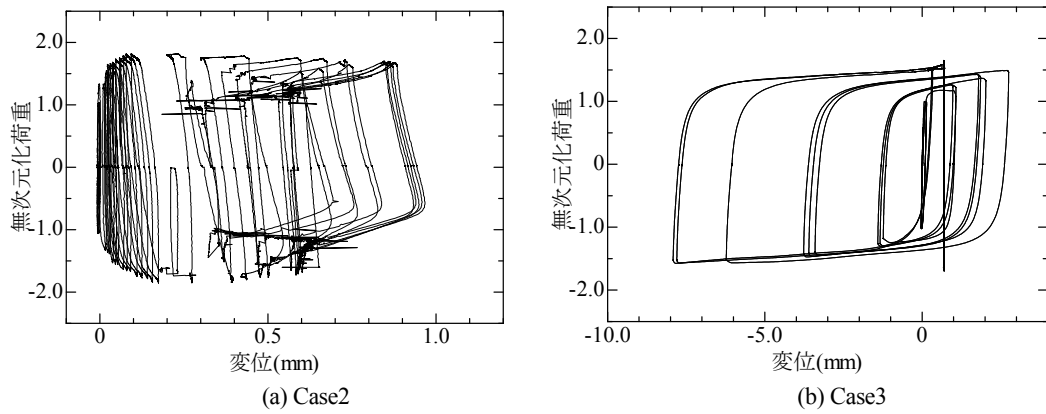


図-4.11 ウェブ面の相対変位量

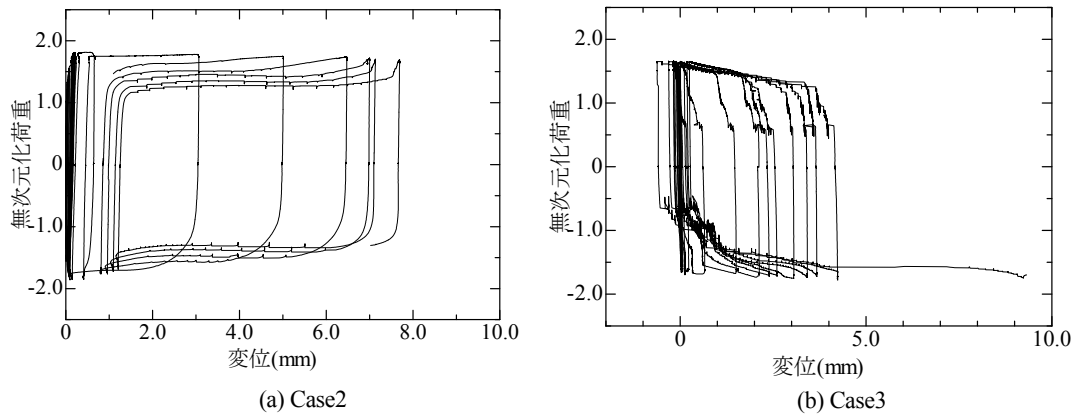


図-4.12 フランジ面の相対変位量

4.3.6 セン断パネル面の塗膜の剥離面積による損傷度評価

実際に地震による繰り返し載荷を受けたせん断パネルの損傷度を目視により簡易に診断することを目的として、せん断パネルウェブ面の塗膜の剥離面積とせん断パネルの損傷度として累積塑性ひずみ(CID)の関係について評価を行った。累積塑性ひずみ(CID)は[4-1]をもとに式(5.7)により求めた。

$$CID = \sum_i |\gamma_{pi}| \quad (5.7)$$

ここに、 γ_{pi} : iサイクル目におけるせん断ひずみ

塗膜の剥離面積は、目標変位到達時に目視および手で触ることで塗装の剥離状態を観察し、図-4.13に示すようなスケッチを行った。その後、スケッチを電子データ化し、剥離部とそれ以外をそれぞれ黒白と白白に色分けし、剥離部分の面積（黒色）を求めた。

図-4.14、図-4.15及び図-4.16に Case2～Case4 の塗装剥離部のスケッチを、図-4.17に面積圧縮側の目標変位に到達した時の CID 及び剥離面積比の関係を示す。ここで、剥離面積比は、剥離部分の面積を全塗装面積で除して求めた。いずれのケースにおいても、せん断パネルの塗膜の剥離面積と CID には強い相関があることがわかる。したがって、せん断パネルの塗膜の剥離面積は累積損傷度の指標となり得る可能性があることを示した。ただし、塗膜の剥離現象は、塗装仕様や塗装後の経過期間によっても変わることも考えられるため、普遍的な指標となり得るかについては検討が必要である。

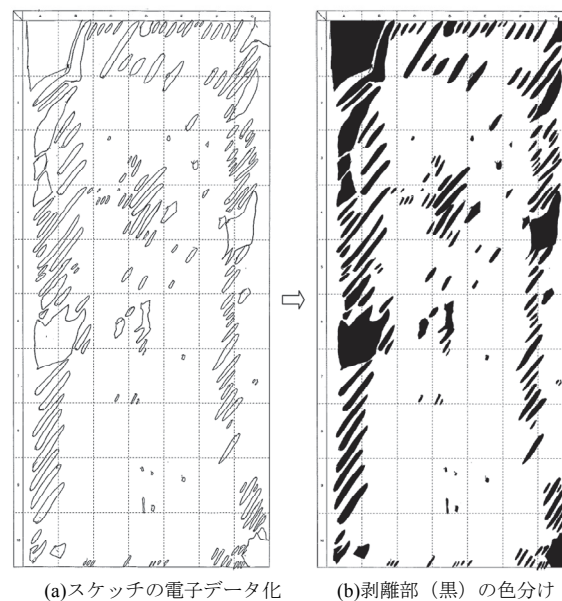


図-4.13 剥離部の面積算出手順（Case4 の $8\delta_y$ のスケッチ例）

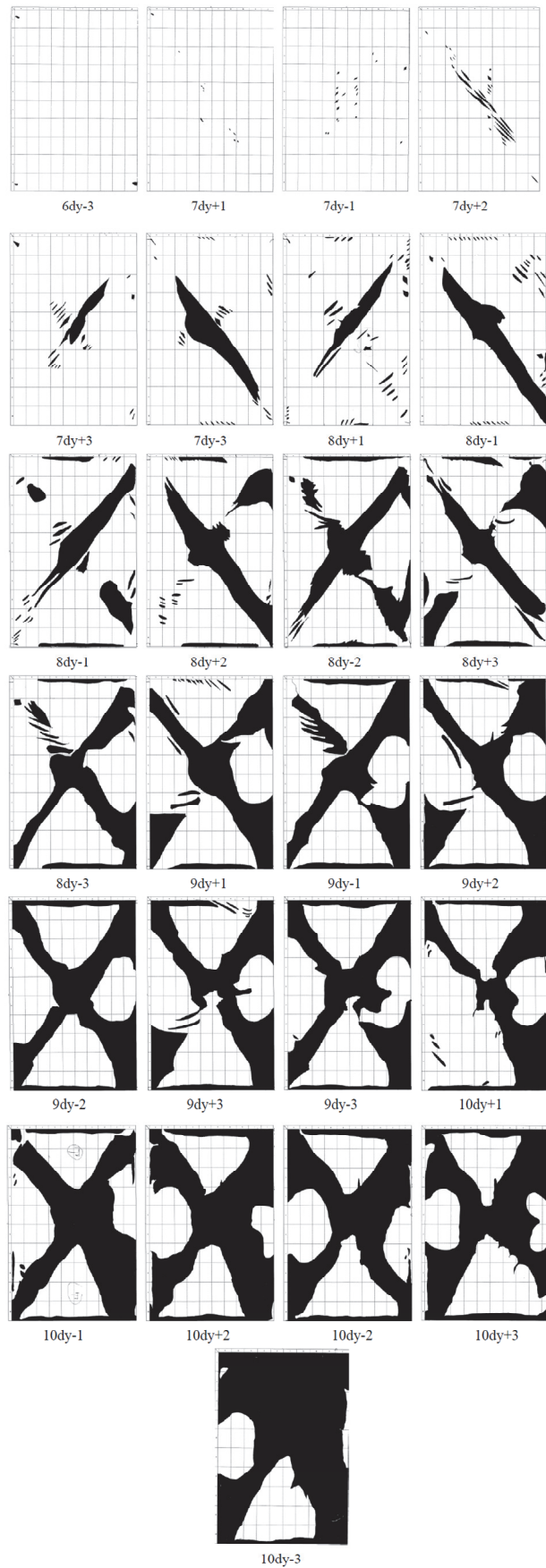


図-4.14 塗膜剥離部の面積(Case2)

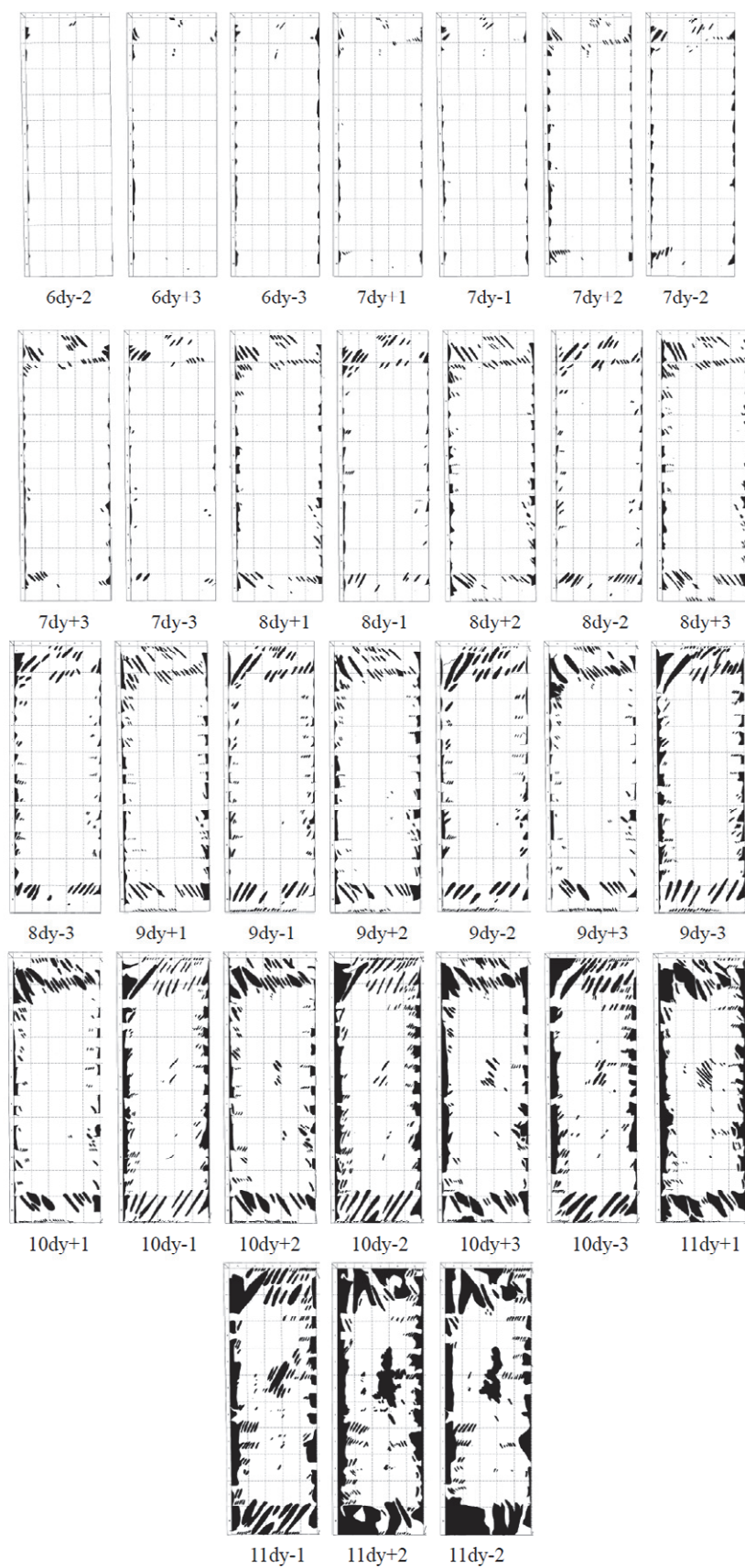


図-4.15 塗膜剥離部のスケッチ(Case3)

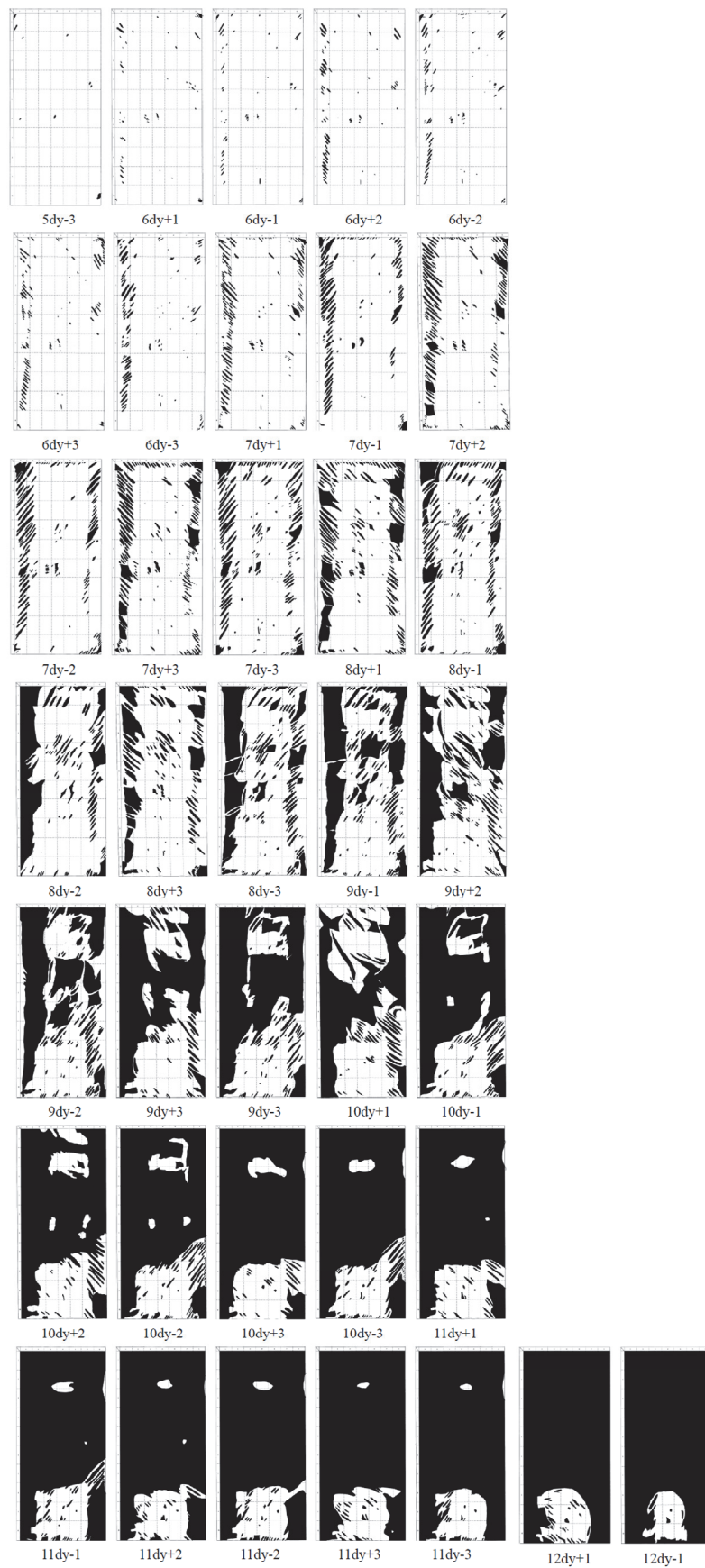


図-4.16 塗膜剥離部のスケッチ(Case4)

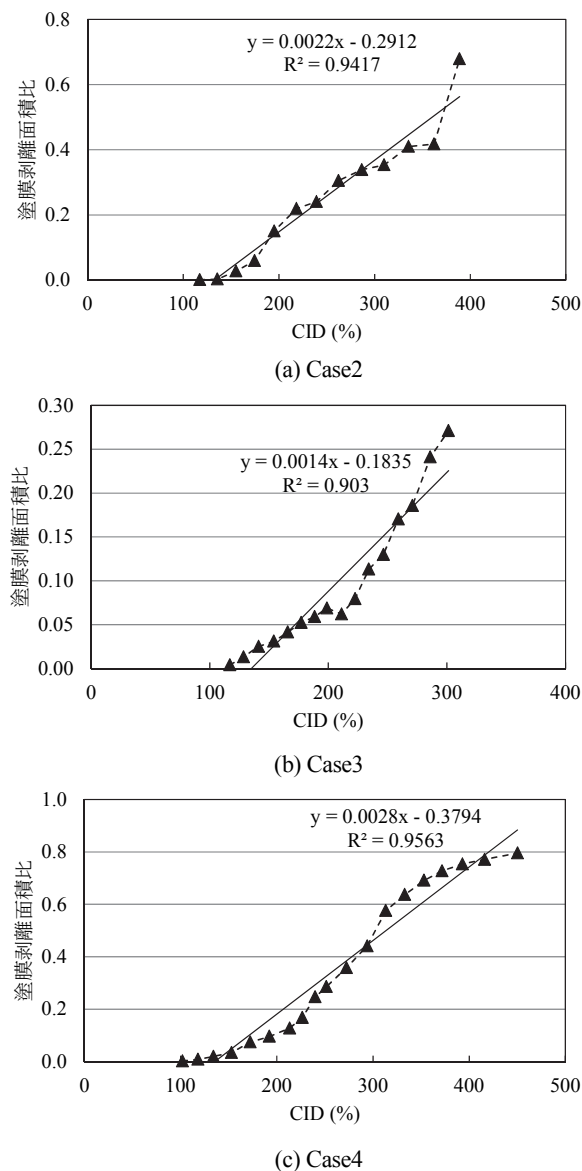


図-4.17 塗装の剥離面積と累積塑性変形量(CID)の関係

4.4 まとめ

本研究では、鋼管集成橋脚のせん断パネルの①寸法，②アスペクト比，③接合方法，ならびに④正負交番载荷における繰返し回数がせん断パネルの損傷過程と終局モードに与える影響について明らかにするために，実大せん断パネルを用いた正負交番载荷実験を行った．また，実際に地震による繰返し载荷を受けたせん断パネルの損傷度を目視により簡易に診断することを目的として，せん断パネルウェブ面の塗膜の剥離面積とせん断パネルの損傷度について評価を行った．本研究により得られた知見を以下に示す．

- (1) 既往の研究を整理した結果，せん断パネルの対角線長が1000mmを下回る供試体では，せん断パネルの幅厚比パラメータが0.2以上の場合，せん断パネルのせん断座屈により終局に至り，幅厚比パ

ラメータが0.4に満たない場合、せん断パネルのウェブ周囲の溶接部の低サイクル疲労に伴うき裂の進展により終局に至るケースが多いことが明らかになった。

- (2) 本研究において対象とした、せん断パネルの対角線長が1000mmを上回るような大型の場合は、せん断パネルのせん断座屈の発生は伴うものの、せん断座屈の進展によるパネル中央部のき裂ではなく、最終的にはせん断パネルのウェブ周囲の溶接部の低サイクル疲労に伴うき裂の進展により終局に至った。せん断パネルの寸法及び製作方法が損傷過程や終局モードに影響を与えることがわかった。
- (3) せん断パネルのアスペクト比が0.71と0.59のケースを比較した結果、0.59のケースの方が終局に至るまでのエネルギー吸収量が大きかった。これは、アスペクト比が小さいケースの方が、せん断パネルの面外変形量が小さく、せん断座屈を抑制することができたことに起因すると考えられる。
- (4) 全てのケースのエネルギー吸収量の各目標変位における1サイクル目から3サイクル目までの推移より、同じ目標変位における繰り返し载荷によるせん断パネルのエネルギー吸収量の減少は小さいことがわかった。従って、せん断パネルは終局状態に至るまで繰り返し载荷による影響は小さいといえる。
- (5) せん断パネルの接合方法が損傷過程と終局モードに及ぼす影響については、支圧接合を用いたケースではせん断パネルが終局に至るまで接合部に損傷が生じることはなく十分な荷重伝達性能を有していることがわかった。一方、摩擦接合を用いたケースでは、摩擦接合面において早期にすべりが発生し、さらにウェブパネルの摩擦接合部のボルト孔が変形した後、ボルト孔を縫うようなき裂が発生した。
- (6) せん断パネル面の塗膜の剥離面積と累積塑性ひずみと比較すると、全ての実験供試体において明確な比例関係があることがわかった。よって、実際に地震による繰り返し荷重を受けたせん断パネルの損傷度を目視により簡易に診断できる可能性があることを示した。

第4章 参考文献

- [4-1] 宇佐美勉編著, (一社)日本鋼構造協会: 鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン, 2006.9.
- [4-2] 高橋泰彦, 品部祐児: セン断降伏型薄鋼板の復元力特性に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集第494号, 107-114, 1997.4.
- [4-3] 藤本利昭, 稲井栄一, 富田将弘: 極低降伏点鋼を用いたセン断パネル型ダンパーの履歴挙動に関する研究, 鋼構造論文集, (一社)日本鋼構造協会, 第13巻第49号, 2006.3.
- [4-4] 八木和也, 谷中聡久, 尾下里治: 橋梁における低降伏点鋼板を用いたセン断パネル型ダンパーの提案, 横河ブリッジグループ技報, No.35, pp.40-47, 2006.1.
- [4-5] 佐合大, 谷一成: 新設橋梁へ低降伏点鋼板を用いたセン断パネル型ダンパーの適用, 高田機工技報, No.21, pp.14-19, 2006.1.
- [4-6] 谷一成, 佐合大, 谷中聡久, 小池洋平, 鶴野禎史, 姫野岳彦: 低降伏点鋼板を用いたセン断パネル型制震ストッパーの研究, 第9回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, (公社)土木学会, pp.247-252, 2006.2.
- [4-7] 小池洋平, 谷中聡久, 春日井俊博, 尾下里治: 低降伏点鋼板を用いたセン断パネル型制震ストッパーの性能確認試験, 横河ブリッジグループ技報, No.36, pp.20-29, 2007.4.
- [4-8] 小池洋平, 谷中聡久, 宇佐美勉, 葛感彬, 尾下里治, 佐合大, 鶴野禎史: 高機能補剛セン断パネル型ダンパーの開発に関する実験的研究, 構造工学論文集, (公社)土木学会, Vol.54A, 2008.3.
- [4-9] 松本信之, 岡野素之, 在田浩之, 曾我部正道, 涌井一, 大内一, 高橋泰彦: 鋼製ダンパー・ブレースを有するRC 鉄道高架橋の耐震性能, 構造工学論文集, (公社)土木学会, Vol.45A, pp.1411-1422, 1999.3.
- [4-10] 岡野素之, 松本信之, 曾我部正道, 室野剛隆, 大内一, 大野了: 振動台実験による鋼製ダンパー・ブレース付き高架橋の地震応答性状, 構造工学論文集, (公社)土木学会, Vol.49A, pp.963-970, 2003.3.
- [4-11] 野中哲也, 宇佐美勉, 吉野広一, 坂本佳子, 鳥越卓志: 上路式鋼アーチ橋の大地震時弾塑性挙動および耐震性向上に関する研究, 土木学会論文集, (公社)土木学会, No.731/I-63, pp.31-49, 2003.4.
- [4-12] 中辻亘, 谷中聡久, 尾下里治: 低降伏点鋼板を用いたセン断パネル型ガセットダンパーの提案, 横河ブリッジグループ技報, No.36, pp.56-61, 2007.4.
- [4-13] 葛感彬, 陳之毅, 宇佐美勉: セン断型ダンパーによる鋼橋の制震効果に関する研究, 第10回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, (公社)土木学会, pp.169-176, 2007.2.
- [4-14] Zhiyi Chen, Hanbin Ge and Tsutomu Usami: Numerical Study on Development of Hysteretic Model for Stiffened Steel Shear Panel Dampers, 構造工学論文集, (公社)土木学会, Vol.52A, pp.573-582, 2006.3.
- [4-15] 劉陽, 青木徹彦, 高久達将, 福本嘯士: 低降伏点鋼パネルダンパーの繰返し載荷実験, 構造工学論文集, (公社)土木学会, Vol.53A, pp.560-567, 2007.3.
- [4-16] 流田寛之, 濱田信彦, 小林寛, 西岡勉: 低降伏点鋼を用いたセン断型制震パネルの性能確認実験, 第11回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, (公社)土木学会, pp.47-50, 2008.2.
- [4-17] 間嶋信博, 濱田信彦, 小林寛, 西岡勉: 長大橋耐震対策に用いるセン断型制震パネルの性能確認実験, 第12回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論

- 文集, (公社)土木学会, pp.365-368, 2009.1.
- [4-18] 杉岡弘一, 濱田信彦, 小林寛, 西岡勉, 杉山尚希: 長大橋用せん断パネルダンパーの弾塑性特性に関する実験的研究, 構造工学論文集, (公社)土木学会, Vol.57A, 2011.3.
- [4-19] Chia-Ming UANG, Frieder SEIBLE, Cole MCDANIEL, Chung-Che CHOU: PERFORMANCE EVALUATION OF SHEAR LINKS AND ORTHOTROPIC BRIDGE DECK PANELS FOR THE SAN FRANCISCO-OAKLAND BAY BRIDGE, 19th US - Japan Bridge Engineering Workshop, 2001.
- [4-20] Peter Dusicka, Ahmad M. Itani and G.Buckle: Large-Scale Experiments on Built-up Steel Shear Links of the New East Span Bay Bridge Tower, 13th World Conference on Earthquake Engineering, 2004.8.
- [4-21] 篠原聖二, 金治英貞, 小坂崇, 杉山裕樹, 津丸徳宏, 鳥越卓志: 鋼管集成橋脚の技術コンセプトと構造設計, 橋梁と基礎, vol.48, pp.31-36, 2014.2.
- [4-22] 井上一郎, 金治英貞: 低降伏点鋼, 橋梁と基礎, pp.29-32, Vol.39, 2005.8.
- [4-23] JIS Z 2241:2011 金属材料引張試験方法
- [4-24] 阪神高速道路(株): 土木工事共通仕様書, 2009.
- [4-25] (公社)土木学会鋼構造委員会: 座屈設計ガイドライン, 2005.
- [4-26] 宇佐美勉編著, (一社)日本鋼構造協会編: 鋼橋の耐震・制震ガイドライン, 技報堂出版, 2006.9.

第5章 杭基礎一体型鋼管集成橋脚の構造提案と地震応答特性

5.1 概説

本橋脚の基礎構造としては従来形式の鋼製橋脚同様、図-5.1(a)に示すようにフーチングを有する杭基礎が考えられる。フーチングは上部構造荷重や橋脚荷重を各杭に分配する役割がある。一方、フーチング自身の重量により杭基礎の荷重負担が増加している。また、地震時には橋脚とフーチングの剛性差により、橋脚基部に損傷が発生する。橋脚基部は地表面以下にある場合が多く、地震後の緊急点検時に損傷が発見しづらい。さらに、地中にマッシブな構造物を造るために、仮設構造が必要となり、工期、コストが増大する。また、都市部などの狭隘な施工条件下では、フーチングを有する杭基礎が成立せず、ケーソン基礎等、コストが割高となり、また、工期も長くなる基礎形式を採用せざるを得ない場合も生じる。

そこで、鋼管集成橋脚が柱部で地震時のエネルギーを吸収し、下部構造に伝わる力が減少することのできることに着目し、図-5.1(b)に示すように一般的に設けられるフーチングを省略した杭基礎一体型構造を提案する（以下、提案構造という）。なお、提案構造のうち、特に杭に鋼管を用いる基礎形式を鋼管柱基礎と呼称する[5-1]。提案構造では、鋼管集成橋脚の鋼管柱1本と杭1本をそれぞれ接続することで、フーチングを介さず上部構造や橋脚からの荷重を直接的に伝達する。フーチングが省略されることで以下のような効果が期待される。

- ① 杭基礎に対するフーチング分の荷重負担が軽減される。
- ② 橋脚と基礎の剛性差が小さくなることで、橋脚とフーチングの接合部の応力集中が緩和され、せん断パネルのダンパー機能によって損傷を制御しやすくなる。
- ③ 工期短縮、コスト縮減が図れる。
- ④ 従来、ケーソン基礎とせざるを得ないような狭隘な施工条件下でも杭基礎を採用できる。

鋼管柱基礎の経済性と工期について検討するために、単柱式橋脚を対象に試設計を行った。表-5.1に矩形断面の鋼製橋脚とフーチング（場所打ち杭）およびケーソン基礎をそれぞれ組合せたA、Bの2ケース、鋼管集成橋脚とフーチング（場所打ち杭）、ケーソン基礎、鋼管柱基礎をそれぞれ組み合わせたC、D、Eの3ケース、計5ケースの概算工費と工期の比較を示す。矩形断面の鋼製橋脚とフーチング（場所打ち）のケースAに対して、ケースEの鋼管柱基礎は、既製品であるスパイラル鋼管を主部材としていること、フーチング、アンカーフレームがないことなどの理由により、概算工費において65%に縮減、工程において41%に短縮される。また近接構造物などにより土地利用に制約があり、フーチングによる杭基礎構造が採用できない場合、従来であれば工事金額が高く、工期も長期化するケーソン基礎を採用せざるを得なかったが、一体型の杭基礎であれば狭隘なスペースでも工費を抑え、工期を短縮することが可能である。また、ここでは考慮していないが、用地取得費の縮減も期待できる。なお、ケースEの鋼管柱基礎は、柱と杭の接合部の工費と工期は含んでいない。

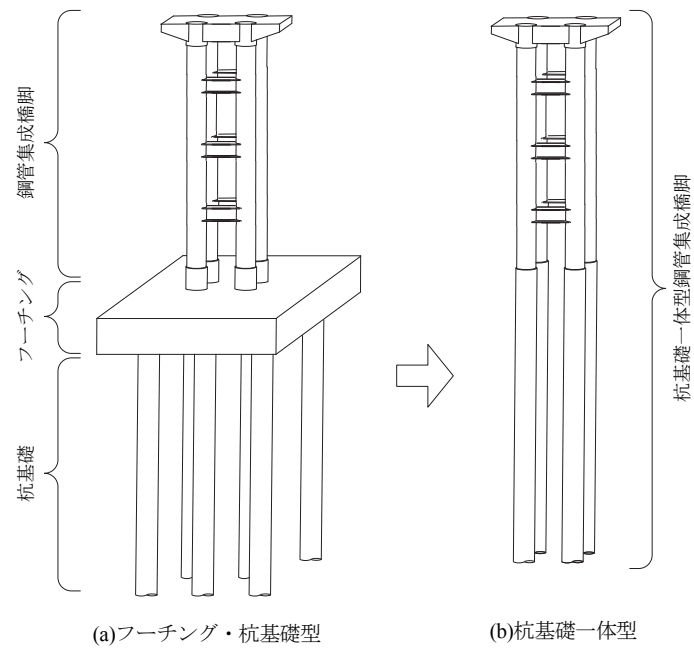


図-5.1 鋼管集成橋脚構造図

表-5.1 概算工費と工期の比較

ケース名	ケースA	ケースB	ケースC	ケースD	ケースE
橋脚	矩形鋼製橋脚	矩形鋼製橋脚	鋼管集成橋脚	鋼管集成橋脚	鋼管集成橋脚
基礎	場所打ち杭 (φ1500mm×9本)	ケーソン基礎 (φ6000mm)	場所打ち杭 (φ1500mm×9本)	ケーソン基礎 (φ6000mm)	鋼管柱基礎 (φ1400mm-φ1200mm×4本)
構造図					
概算工費					
橋脚	86,800 (千円)	86,800 (千円)	64,000 (千円)	64,000 (千円)	47,250 (千円)
基礎工	40,030 (千円)	62,330 (千円)	40,030 (千円)	62,330 (千円)	34,600 (千円)
合計	126,830 (千円)	149,130 (千円)	104,030 (千円)	126,330 (千円)	81,850 (千円)
比率	(1.0)	(1.18)	(0.82)	(1.0)	(0.65)
工期					
橋脚	3.0 (ヶ月)	3.0 (ヶ月)	3.0 (ヶ月)	3.0 (ヶ月)	3.0 (ヶ月)
基礎工	5.0 (ヶ月)	11.6 (ヶ月)	5.0 (ヶ月)	11.6 (ヶ月)	0.3 (ヶ月)
合計	8.0 (ヶ月)	14.6 (ヶ月)	8.0 (ヶ月)	14.6 (ヶ月)	3.3 (ヶ月)
比率	(1.0)	(1.83)	(1.0)	(1.83)	(0.41)
備考					柱-杭接合の工費・工程は除く

一方、提案構造と同様にフーチングを省略した1柱－1杭構造としてパイルベント構造が挙げられる。1964年に発生した新潟地震ではパイルベント構造を有する昭和大橋の橋脚の一部が倒れ、10径間中5径間が落橋している[5-2]。昭和大橋の落橋原因としては、下部構造の剛性が不足していたこと、飽和砂質土層の液状化に伴う流動化現象が発生したことが挙げられている。パイルベント構造と杭基礎一体型鋼管集成橋脚の決定的な違いは杭配置である。パイルベント基礎が基本的に橋軸直角方向に1列配置なのに対して、杭基礎一体型鋼管集成橋脚は橋軸方向2列×橋軸直角方向2列の組杭配置になっているため、橋軸方向、橋軸直角方向ともに幾何学的な剛性が大きくなっている。なお、新潟地震で被災した昭和大橋も元々1列だった杭を、2列に増やすことで所定の耐震性能を満足している[5-3]。

本章では、まず、提案構造と同様にフーチングを省略した1柱－1杭構造を有するパイルベント構造の被災事例として、既往の文献に基づき新潟地震における昭和大橋の落橋原因について分析し、本構造との比較検討を行う。その上で、下部構造の剛性および地盤の液状化に伴う流動化の観点から、杭基礎一体型鋼管集成橋脚の構造成立性を確認することを目的とする。まず、耐荷力特性を評価するために、フーチングや地中梁の有無をパラメータとした鋼管集成橋脚を対象にプッシュオーバー解析によるケーススタディを行った。次に地震時応答特性を把握するために、時刻歴応答解析によるケーススタディを行った。さらに、本構造の液状化時の流動力に対する抵抗性について検討を行った。

また、杭基礎一体型鋼管集成橋脚を対象とし、各性能水準に応じた構造の初期コストおよび地震時リスクを評価した上で、地震時ライフサイクルコストが最小となる最適な性能水準について、リスクマネジメントの手法を用いた検討を行う。

5.2 パイルベント構造を有する橋の被災事例

パイルベント形式は、コスト縮減、工期短縮等のメリットがある一方、1964年に発生した新潟地震の際の昭和大橋の被災事例、また、フーチングがなく、非常にフレキシブルな構造であることから、耐震性能に劣るとされ、現在はほとんど採用されていない。

そこで、鋼管集成橋脚にパイルベント形式を採用するにあたって、既往の文献[5-2][5-3]から昭和大橋の被災原因の分析、本構造との比較検討を行った。

5.2.1 昭和大橋の被災概要

1964年6月16日に栗島沖を震源地とするマグニチュード7.7という大地震が発生し、北陸、東北地方に大きな被害を与えた。昭和大橋は、この地震により落橋するという被害を受けた。昭和大橋の概要を表-5.2に、被災状況写真を写真-5.1に示す。

表-5.2 昭和大橋の概要

一般	所在地	新潟市
	架設年次	1964年5月
	架橋河川	信濃川
	幅員	24m
	橋長	303.9m
上部構造	構造形式	活荷重合成鋼板桁橋
	橋面舗装	アスファルト舗装
	支承	固定 線支承 可動 線すべり支承
下部構造	構造形式	杭式橋脚 杭式橋台 鋼杭径 609.6mm 9本1列 杭長25.0m

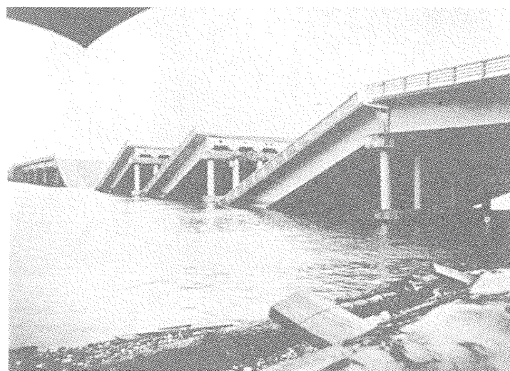


写真-5.1 昭和大橋の被災状況[5-2]

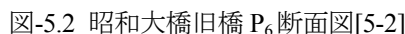
5.2.2 被災原因の分析

昭和大橋の下部構造の設計は昭和37年に行われており、この時点の耐震設計における規定は、昭和31年5月の「道路橋設計示方書」[5-4]であった。本示方書は、発生頻度と地盤の種類によって震度を変化させること、さらに具体的な取扱いを解説している。本橋の設計はこの規定によっている。その後、昭和39年6月、「鋼道路橋示方書、同解説」（日本道路協会）[5-5]、昭和39年3月「下部構造設計指針」（日本道路協会）[5-6]が発刊され、上下部構造物の耐震設計方法についてより具体的な取扱い方法が規定された。

基礎工は図-5.2、図-5.3の一般図、概要に示すように、橋台、橋脚ともφ609.6mmの鋼管杭を9本1列に打ち込み、基礎としたものである。杭先端はN値30の細砂に打込まれており、この時の静力学公式により得られる杭1本当りの支持力は、205t、鉛直荷重は、67.5tであるから安全率は3となっている。なお、指針によれば、支持杭とした場合、安全率は地震時で3となっていること、および地震後の調査などから、支持力は十分であったと考えられる。杭頭部の変位は、杭1本当りの死荷重を67.5t、前述の示方書より、水平震度を0.2とすると杭1本に働く水平力は13.57tとなる。杭径609.6mm、厚さ16mm、横方向地盤係数 $K=1.3\text{kg/cm}^3$ （地表面付近のN値：N=5より算出）とし、地上からの突出長を $h=8.0\text{m}$ とすると、Y.L.Changの式より、杭頭部の変位は24.4cmとなる。

落橋の原因については、橋脚自体の剛性不足と、水中から引揚げた杭の状態、地震後と地震前のN値の変化などから右岸側では地表から-3m程度、P4、P7付近では地表から-10m位の砂層に流動化現象が生じ、横方向の抵抗がなくなり大きな変位が生じたと考えられる。このことは昭和47年4月に発行され

P7橋脚の地表面より10mを流動化するとして、横方向の抵抗を無視して、N値15、Kは「下部構造設計指針」より $K=2.0\text{kg/cm}^3$ として、変位量を算出すると209.4cmとなり、地震時において非常に大きな変位が生じたと考えられる。たとえ各橋脚が同位相に近い動きをしたとしても、摩擦その他により、かなりの差異が生じることは避けられず、また実際には各橋脚に作用する地震動には若干の位相差が考えられるので、上部構造が落橋する可能性はあったと推定される。



以上より、昭和大橋の落橋の原因は次のことと考えられる。

- ①下部構造の剛性が不足していた。
- ②地盤上置砂層に流動化現象が生じた。
- ③左岸橋台を中心に地すべりが発生し、桁に水平力が働いた。

以上より、パイルベント形式のような1柱-1杭構造においては①下部構造の剛性、②流動化現象に対する性能が耐震性能上の課題であると考えられる。

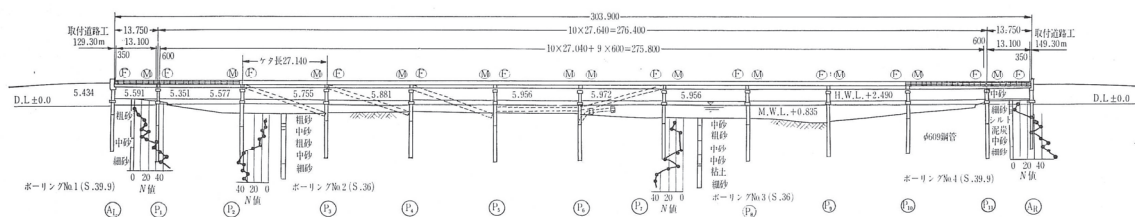


図-5.3 昭和大橋旧橋一般図[5-2]

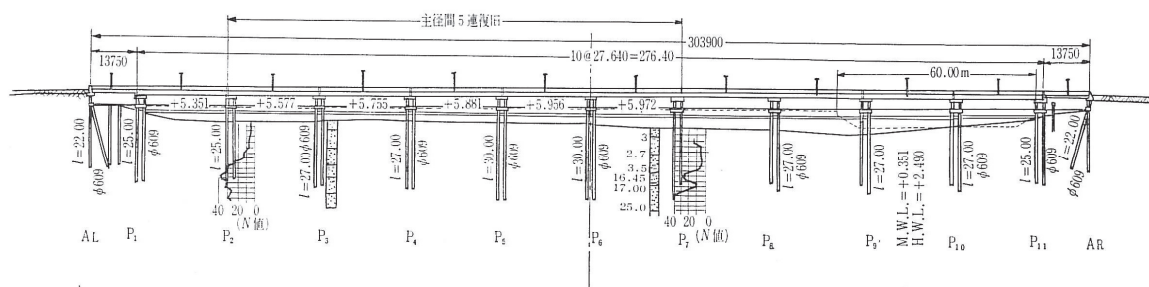


図-5.4 昭和大橋新橋一般図[5-2]

5.3 対象橋脚

ここでは、5.2パイルベント構造を有する橋の被災事例の分析を踏まえ、杭基礎一体型鋼管集成橋脚の構造成立性を評価するために、基礎構造の違いに着目したケーススタディを実施した。

5.3.1 検討ケース

検討ケースの諸元を表-5.3に、モデル図を図-5.5に示す。いずれのケースも橋脚形式は鋼管集成橋脚で同一とし、基礎形式や地中梁の有無をケース毎に設定した。ケース1は従来型のフーチング形式とし、杭8本を配置するために必要なフーチング寸法とした。ケース2は、ケース3以降の杭基礎一体型と同じ杭4本とし、杭4本を配置するために必要なフーチング寸法とした。ケース3は杭基礎一体型とし、杭本数は柱本数と同じ4本とするが、地表面近くに地中梁を設けた。ケース4も杭基礎一体型とし、杭本数も柱本数と同じ4本とするが、ケース3のような地中梁は設けない構造とした。ケース1は従来型のフーチング形式であるため基礎による拘束力が大きく、ケース2, 3, 4と順に拘束力が小さくなると考えられる。このような基礎形式や拘束力の違いが、橋脚や基礎の挙動に与える影響について検討した。

表-5.3 検討ケース諸元

ケース名	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4
橋脚形式	鋼管集成橋脚	鋼管集成橋脚	鋼管集成橋脚	鋼管集成橋脚
基礎形式	杭基礎	杭基礎	鋼管柱基礎	鋼管柱基礎
上部構造重量(kN)	4400	4400	4400	4400
地中梁or フーチング	フーチング 10.5m×10.5m×2.5m	簡易フーチング 7m×7m×2.5m	鋼製地中梁 (非エネルギー吸収部材)	地中梁なし
フーチング重量(kN)	6750	3000	0	0
杭本数(本)	8	4	4	4
杭種	鋼管SC杭	鋼管SC杭	鋼管SC杭	鋼管SC杭
柱径 D_{sp} (mm)	1000	1000	1000	1000
杭径 D_{sp} (mm)	$\phi 1200$	$\phi 1200$	$\phi 1200$	$\phi 1200$
固化体径 D_{sc} (mm)	$\phi 1400$	$\phi 1400$	$\phi 1400$	$\phi 1400$
杭間隔(mm)	3500 (2.5 D_{sc})	3500 (2.5 D_{sc})	3500 (2.5 D_{sc})	3500 (2.5 D_{sc})

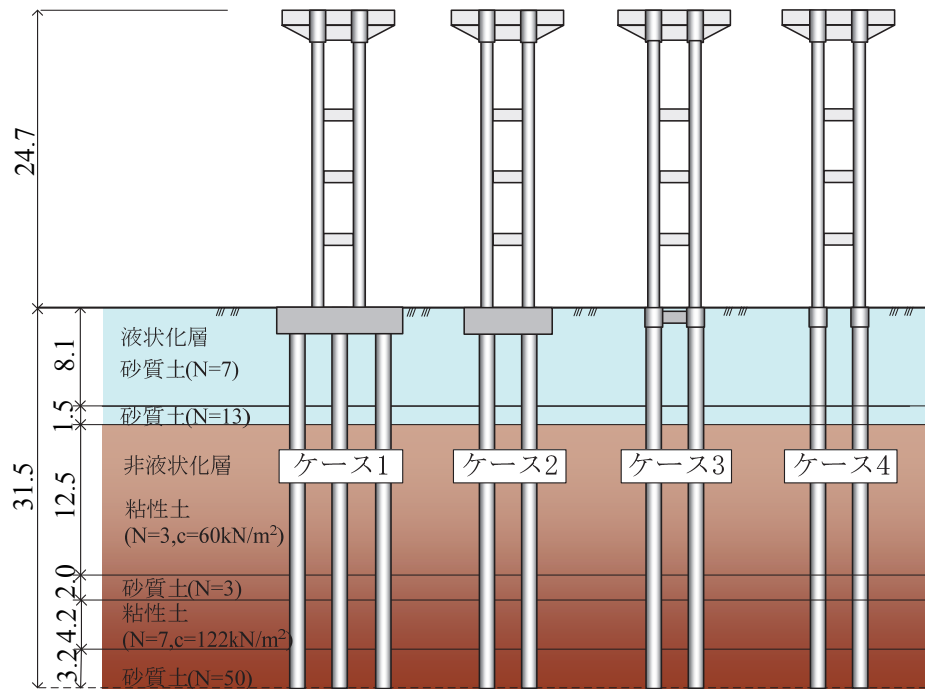


図-5.5 検討ケースモデル（単位:m）

5.3.2 検討条件

(1) 橋脚形式

本検討で対象とする鋼管集成橋脚の構造図は図-5.1(b)に示ように、都市高速道路のランプ部を想定した2車線の幅員を有する上部構造4,400kNを支持する高さ24.7mの単柱形式を対象とした。単柱形式は、4本の鋼管から構成され、鋼管間の横つなぎ材は、図-5.6に示すように鋼管接合部に添接板を考慮した幅のフランジがあり、その間にせん断パネルが配置される。

使用する鋼管は、鋼管杭として実績のある既製品のスパイラル溶接鋼管〔SKK490〕を想定し、径厚比パラメータ R_t が道路橋示方書V耐震設計編[5-8]（以下、道示V）の規定値である0.08以下、かつ

JIS規格サイズであることを条件として、鋼管柱サイズは $D_{sp}1000\text{mm} \times t\ 25\text{mm}$ （径厚比 $R_t=0.07$ ）とした。死荷重に対する軸力比は $P/P_y=0.08$ となる。また、鋼管の外端の間隔を外サイズと称し、4500mmとしている。

横つなぎ材のせん断パネル部には低降伏点鋼材 [LY225]，フランジ部には溶接構造用鋼材 [SM570] を使用し，鋼管サイズ，鋼管の外サイズ，添接板の幅（600mm×2）より，せん断パネルのサイズは文献[5-9]を参考に $30 \leq b_w/t_w \leq 50$ を満足するように $b_w 800\text{mm} \times t_w 16\text{mm}$ とした。低降伏点鋼材 [LY225] の材料特性については文献[5-10]等を参考にされたい。鋼管基部には，設計基準強度 18N/mm^2 のコンクリートが部分充填され，その充填高さは文献[5-11]を参考にして橋脚高さの1/3とした。

(2) 基礎形式

ケース1は杭8本を収めるために $10.5 \times 10.5 \times 2.5\text{m}$ のフーチング寸法とし，ケース2は杭4本を収めるために最低限必要なフーチング寸法（ $7.0 \times 7.0 \times 2.5\text{m}$ ）とした。ケース3，4はフーチングがない杭基礎一体型であり，ケース3については地表面付近にエネルギー吸収を見込まない鋼製地中梁を配置している。杭は比較的高い周面摩擦力を得られる鋼管ソイルセメント杭をすべてのケースで採用した。鋼管サイズは $D_{sp}1200 \times t\ 22\text{mm}$ ，固化体径 D_{sc} は1400mmとすると，杭中心間隔は $2.5D_{sc}$ となる。

(3) 柱－杭接合部

杭－柱接合部は，図-5.7に示すように柱をひとまわり太径の杭に所定長さを差し込み，その間隙をコンクリートで一体化するソケット方式とした[5-12]。ソケット方式は，杭の施工誤差を吸収可能であり，かつ柱の断面力を杭に伝達できる接合構造である。なお，鋼管柱基礎の鋼管内のコンクリート充填長は8mとした。

(4) 地盤条件

地盤条件を表-5.4に示す。地層構成は大阪地区の実地盤をモデルとし，地表から順に，液状化層である砂質土（地表面から9.6m），非液状化層である粘性土（層厚12.5m），砂質土（層厚2.0m），粘性土（層厚4.2m）となっており，その下の砂質土層を支持層としている。

表-5.4 地盤条件

層	地質	層厚 (m)	平均 N値	単位重量		粘着力 c (kN/m^2)	せん断 抵抗角 ϕ (度)	αE_0	
				γ (kN/m^3)	γ' (kN/m^3)			常時 (kN/m^2)	地震時 (kN/m^2)
1	砂質土 B	8.1	7	20	11	0	25.2	12000	24000
2	砂質土 As1	1.5	13	17	8	0	29.0	27200	54400
3	粘性土 Ac2	12.5	3	16	7	60	0.0	14000	28000
4	砂質土 As1	2.0	3	17	8	0	21.7	8000	16000
5	粘性土 Ac3	4.2	7	18	9	122	0.0	33200	66400
6	礫質土 Dg1	3.2	50	20	11	0	42.4	112000	224000

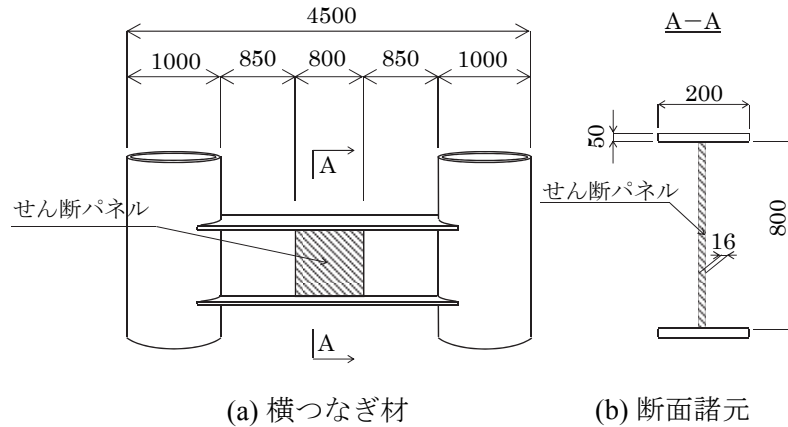


図-5.6 横つなぎ材構造図 (単位:mm)

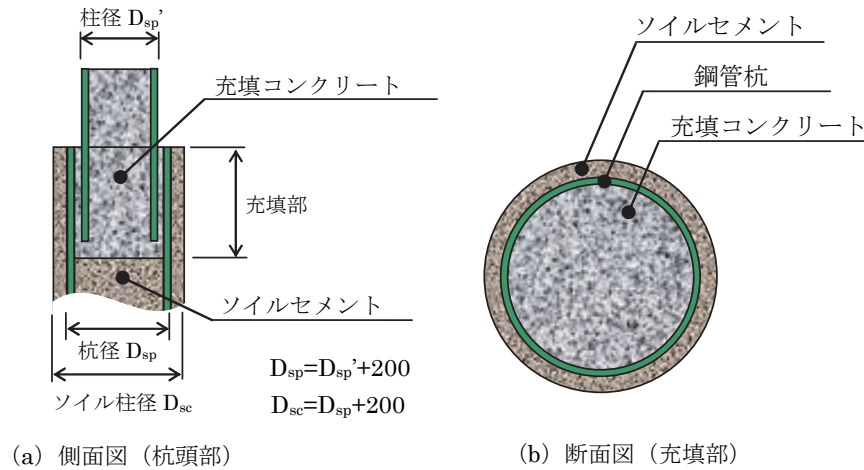


図-5.7 鋼管柱－鋼管杭接続部

5.3.3 解析モデル

杭基礎一体型鋼管集成橋脚であるケース4の解析モデルを図-5.8に示す．従来，道路橋の上部構造および橋脚を対象とした解析では基礎および地盤反力を3方向の集約ばねに置き換えた解析モデルを使用していた．杭基礎一体型の場合は，橋脚と杭基礎が一体となっており，上部構造－橋脚－基礎－地盤の挙動を適切に評価するためには全体構造系を対象に解析を行う必要があると考えた．解析モデルは2軸曲げと軸力変動を考慮できるファイバーモデルを用いて構築し，材料非線形と幾何学的非線形を考慮する複合非線形解析を行う．本構造は橋脚高24.7mに対して，橋脚幅4.5mと小さく，水平方向の慣性力により発生する付加曲げモーメントの影響を考慮するために，柱部材および杭部材のすべての梁要素には幾何学的非線形を考慮するものとした．鋼管単独断面，コンクリート充填断面のセル分割図を図-5.8(a)(b)に示す．鋼管断面のセグメント要素は，円周方向に64分割，板厚方向に2分割した．

鋼管，横つなぎ材フランジにおける鋼材，充填コンクリート，せん断パネルの各材料構成則を図-5.9に示す．鋼材については，図-5.9(a)に示すバイリニア移動硬化則とし，降伏剛性はひずみ硬化などを評価して $E/100$ とする．コンクリートについては図-5.9(b)に示す応力－ひずみ関係を採用する．なお，除荷と再載荷時剛性は初期剛性とし，充填コンクリートの圧縮破壊ひずみは文献[5-13]を参考に1.1%

とする。せん断パネルについては、図-5.9 (c)に示すバイリニア移動硬化則とし、降伏剛性はひずみ硬化などを評価して $G/100$ とする。杭基礎の水平方向地盤反力特性、杭周面の鉛直地盤抵抗特性、および杭先端の鉛直地盤抵抗特性を図-5.10と表-5.5および表-5.6に、時刻歴応答解析に用いる履歴モデルを図-5.11に示す。地盤抵抗特性については、基本的に鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計[5-14]（以下、鉄道標準）に従い設定した。これは道示V[5-8]の杭基礎の場合の鉛直地盤抵抗特性が杭頭部に集約ばねで設定されており、杭基礎一体型鋼管集成橋脚のようにフーチングがない場合、杭基礎の鉛直方向の地盤抵抗特性を適切に評価できないためである。なお、鉄道標準に記述のない液状化を考慮した土質定数の低減係数、群杭効果を考慮した水平方向地盤反力係数の低減係数、群杭効果を考慮した軸方向許容支持力については、道示V[5-8]または杭基礎設計便覧[5-15]に準じて設定した。なお、ケース1, 2のフーチングについては、道路橋示方書IV下部構造編[5-16]に基づき、前面の水平抵抗を考慮する。

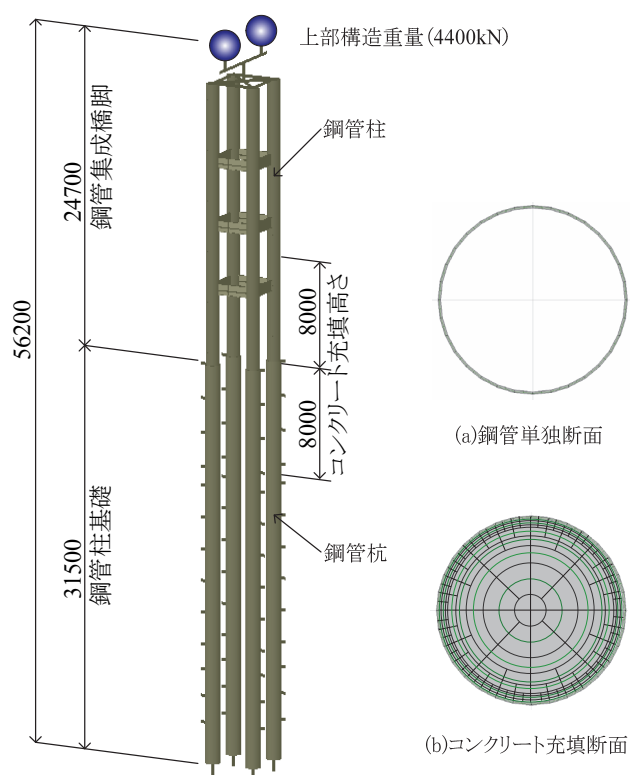


図-5.8 杭基礎一体型鋼管集成橋脚解析モデル（ケース4）単位：mm

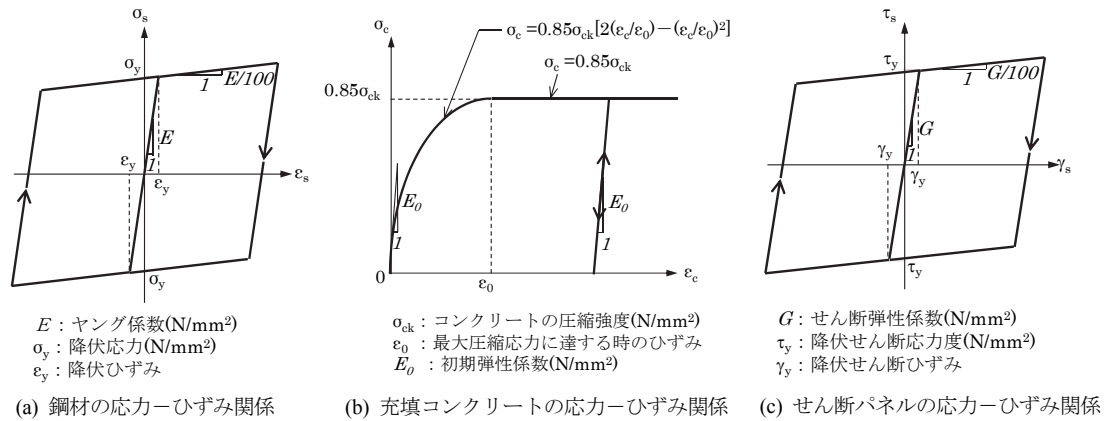


図-5.9 材料構成則

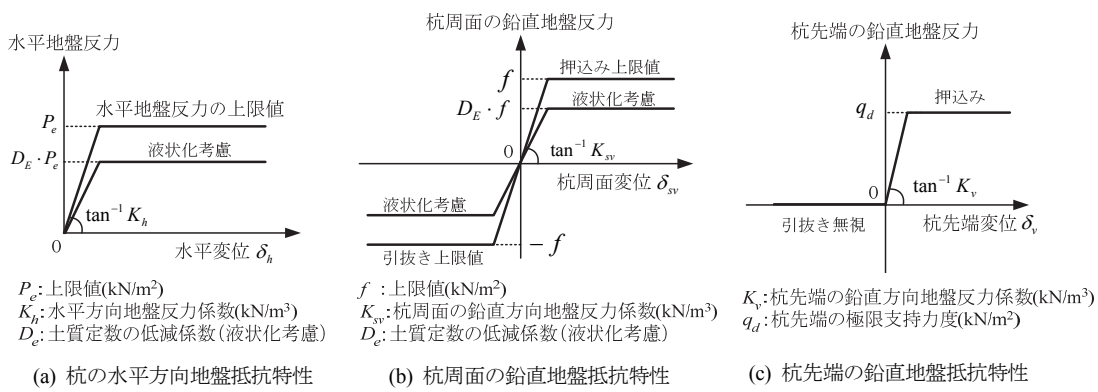


図-5.10 杭の地盤抵抗特性

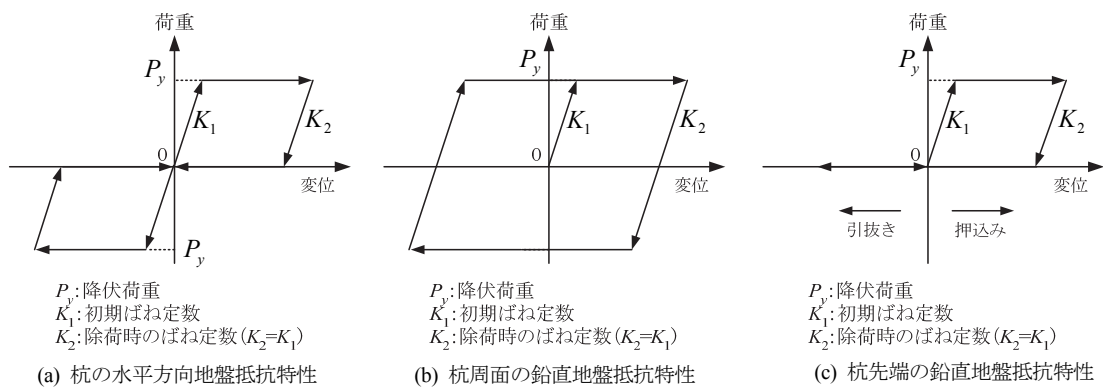


図-5.11 杭の地盤抵抗特性における履歴モデル

表-5.5 杭の水平方向・鉛直方向地盤抵抗特性

層番号	層厚 (m)	水平方向地盤反力				杭周囲の鉛直方向地盤反力				土質定数の低減係数 D_E	
		L1地震時(静的)		L2地震時(動的)		L1地震時(静的)		L2地震時(動的)		L1	L2
		反力係数 K_h (kN/m ³)	上限値 P_e (kN/m ²)	反力係数 K_h (kN/m ³)	上限値 P_e (kN/m ²)	反力係数 K_{vy} (kN/m ³)	上限値 f (kN/m ²)	反力係数 K_{vy} (kN/m ³)	上限値 f (kN/m ²)		
1	8.1	5315.5	250.3	10391.6	250.3	994.5	70	1711.2	70	1/3	1/6
2	1.5	26225.5	338.1	34965.6	338.1	4508.5	130	5170.8	130	2/3	1/3
3	12.5	18903.2	309.3	305021.3	309.3	6526.5	60	17098.3	60	1	1
4	2.0	10194.2	489.2	22896.1	489.2	1989.0	30	5836.2	30	1	1
5	4.2	49016.2	486.7	28131.5	486.7	15477.2	122	30079.6	122	1	1
6	3.2	187520.3	2315.8	164934.5	2315.8	27846.6	200	38080.1	200	1	1

表-5.6 杭先端の鉛直方向地盤抵抗特性

層番号	層厚 (m)	杭先端の鉛直地盤反力係数 K_v		杭先端の極限支持力度 q_d	
		L1地震時(静的)	L2地震時(動的)	L1地震時(静的)	L2地震時(動的)
		(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ²)	(kN/m ²)
6	3.17	278465.9	380801.2	7500	7500

5.4 プッシュオーバー解析

異なる基礎形式を有する鋼管集成橋脚の全体剛性, 耐力, 変形性能を評価することを目的として, プッシュオーバー解析を実施する。

5.4.1 解析条件

図-5.5に示すケース1～4を対象に, 鉛直方向に死荷重を載荷した状態で, 上部構造, 鋼管柱, 鋼管杭, フーチング等各部材の質点位置に地震時慣性力を水平方向に漸増載荷する。

5.4.2 解析結果

水平方向漸増載荷時の震度(震度1.0に対する荷重倍率 α)と橋脚天端水平変位の関係を図-5.12に示す。図中の”△”印は全てのせん断パネルのうち, 最初のせん断パネルが降伏した点を, “○”印は4本の鋼管柱のうち, 最初の鋼管が降伏した点を, “□”印は4本の鋼管杭のうち, 最初の鋼管が降伏した点を示す。

フーチングを有するケース1の剛性が他の3ケースよりも大きく, 耐力も高いことがわかる。一方, ケース2～ケース4の荷重変位曲線は近似している。ケース1はせん断パネル降伏後, 全体剛性が明確に低下しているのに対して, ケース2～4では全体剛性の著しい低下はみられなかった。ケース1では基礎の剛性が大きく, 初期剛性が大きかったため, せん断パネルの降伏による全体剛性の低下があったのに対して, ケース2～4では基礎の剛性が小さく, 初期剛性が小さかったため, せん断パネルの降伏が全体剛性に及ぼす影響が小さかったものと考えられる。また, ケース4ではせん断パネルの降伏後, 鋼管柱より先に鋼管杭が降伏している。荷重変位関係より鋼管杭の降伏後も耐力が上昇しており, 鋼管杭の降伏が全体剛性に与える影響は小さいことが分かる。

ケース2では, 鋼管柱が降伏する前に引き抜き耐力に達しているのに対して, ケース3では, 鋼管柱が降伏した後に引き抜き耐力に達している。これはケース2はフーチングを有しており, フーチングを支持する杭がフーチングの慣性力により先行して引き抜き耐力に達したのと考えられる。なお, 押し込み側については, 水平震度1.2までの範囲では, いずれのケースも押し込み耐力に達することはな

かった。

せん断パネルの降伏変位 δ_{sy} に対する鋼管の降伏変位 δ_{py} の降伏変位倍率 δ_{py}/δ_{sy} を表-5に示す。ここで鋼管の降伏変位は、鋼管柱、鋼管杭のいずれかが最初に降伏に達した変位とする。これは、本論文で提案しているケース3、4のような一体構造の場合、フーチングがないため、柱と杭基礎の機能上の境界を定めるのが難しく、柱と杭基礎を一体として評価する考え方に基づいている。降伏変位倍率 δ_{py}/δ_{sy} が小さい場合、つまりせん断パネルが降伏してから、すぐに鋼管柱が降伏に至る場合、鋼管柱降伏以前のせん断パネルの十分な履歴減衰が見込めないと考えられる。一方、降伏変位倍率 δ_{py}/δ_{sy} が大きい場合、せん断パネルが降伏してから、鋼管柱が降伏するまでの余裕があるため、その間のせん断パネルの履歴減衰効果を期待することができる。ケース1の降伏変位倍率が1.56だったのに対して、ケース2、3でそれぞれ1.70、1.62、ケース4では2.43と、基礎の剛性が小さくなるに従って降伏変位倍率が大きくなる傾向がある。これは、ケース1は鋼管柱と基礎の剛性差が大きいため、鋼管柱基部が早々に降伏するのに対して、ケース2～4では鋼管柱と基礎の剛性差が小さく、鋼管柱基部の降伏変位が比較的大きく、変形性能が高い構造になっているためであると考えられる。

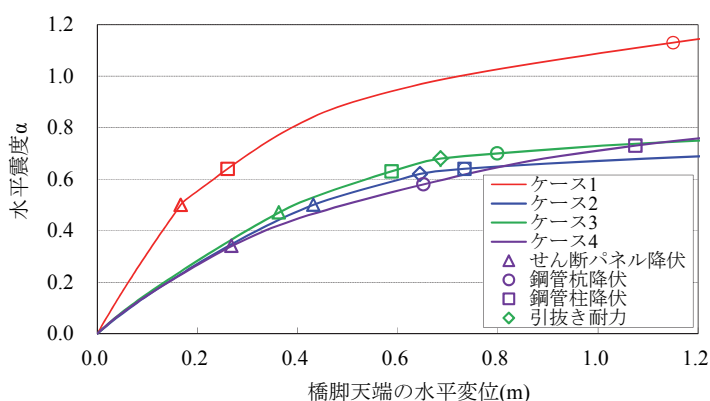


図-5.12 水平震度 α —橋脚天端水平変位関係

表-5.7 せん断パネルの降伏変位 (δ_{sy}) に対する鋼管柱または鋼管杭の降伏変位 (δ_{py}) 倍率 (δ_{py}/δ_{sy})

ケース名	α_{sy}	δ_{sy}	α_{py}	δ_{py}	δ_{py}/δ_{sy}
ケース1	0.50	0.17	0.64	0.26	1.56
ケース2	0.50	0.43	0.64	0.73	1.70
ケース3	0.47	0.36	0.63	0.59	1.62
ケース4	0.34	0.27	0.58	0.65	2.43

5.5 時刻歴応答解析

提案する杭基礎一体型を含む異なる基礎形式を有する鋼管集成橋脚を対象に道示V[5-8]のレベル2地震動に対する動的応答特性を評価することを目的として時刻歴応答解析を実施する。

5.5.1 固有値解析

時刻歴応答解析を行うにあたって固有値解析を実施した。各ケースにおける橋軸方向1次の固有周期および振動モードを図-5.13に示す。なお、各ケースの卓越振動モードは全て1次モードであった。ケース1の固有周期が0.94sと比較的短いのに対して、他の3ケースは1.27sと同一になった。振動モードをみるとケース1では鋼管柱基部がほとんど動いていないのに対して、他の3ケースは鋼管柱基部が動いていることが分かる。これはケース1の基礎の剛性が他のケースより大きいためであると考えられる。一方、ケース2~4の基礎はそれぞれ簡易なフーチング、地中梁有り、地中梁無し条件であったが、これらの条件が固有周期や振動モードに与える影響は小さいことがわかった。

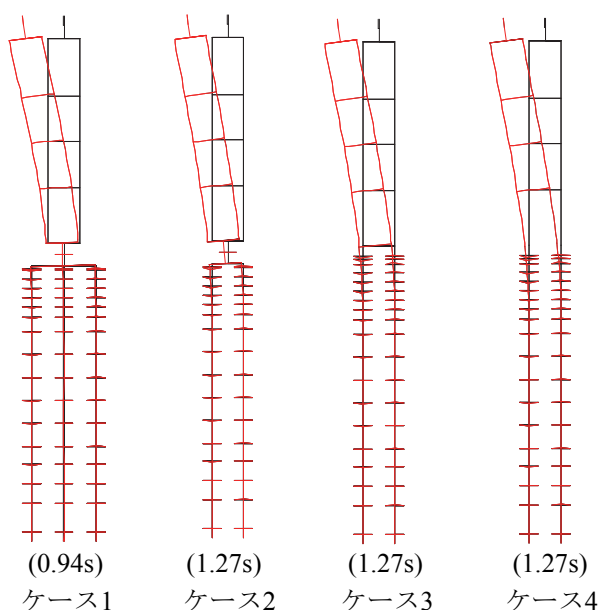


図-5.13 橋軸方向1次の振動モードと固有周期

5.5.2 解析条件

入力地震動は道示V[5-8]のタイプⅡの標準加速度波形のうち、検討ケースの地盤条件よりⅢ種地盤(No.1)の波形を用いる。入力地震動の加速度波形を図-5.14に、加速度応答スペクトルを図-5.15に示す。本解析では、上部構造、柱、フーチング、杭の各質点に加速度を乗じ、慣性力を作用させている。そのため、地盤と杭基礎の相互作用は考慮していない。粘性減衰は固有値解析の結果をもとにRayleigh減衰を設定した。数値積分法はNewmark β 法とし、積分時間は1/100sとした。解析コードはSeanFEM[5-17]を用いた。

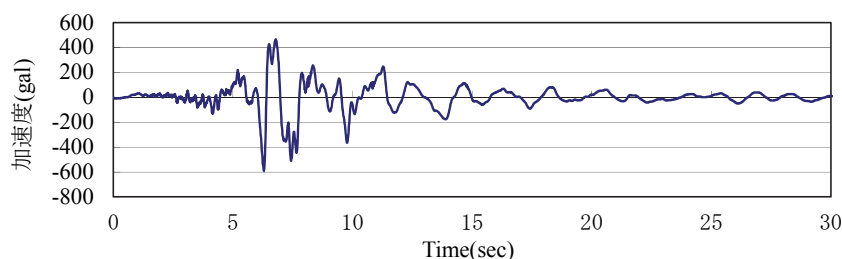


図-5.14 入力地震動の加速度波形

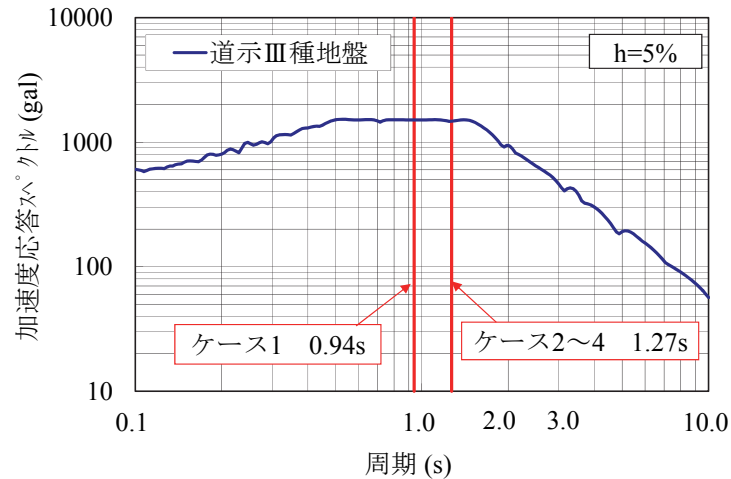


図-5.15 加速度応答スペクトルと固有周期の関係

5.5.3 解析結果

図-5.16に橋脚天端の水平変位時刻歴を示す。ケース1は7.5s付近で、0.5m程度の最大変位を示しているのに対して、ケース2～4では、8.0s付近でケース1を上回る0.8m程度の最大変位を示した。これは図-5.12に示すプッシュオーバー解析の結果から分かるように、ケース2～4の方が全体剛性が低いため最大変位が大きくなったと考えられる。また、ケース2～4のうち、ケース4の応答変位は15sから30sにかけて徐々に減衰しているのに対し、ケース2、3はあまり減衰がみられなかった。これは図-5.22に示すせん断パネルのエネルギー吸収量から分かるように、ケース2、3ではせん断パネルのエネルギー吸収量が小さかったためであると考えられる。各ケースの応答波形のピーク位置に着目すると、ケース1に対して、ケース2～4は徐々にピーク位置が遅れていることが分かる。これは地盤ばねの非線形化により、構造全体の剛性が低下し、周期が徐々に長くなっているためであると考えられる。

図-5.17に杭頭部の水平変位時刻歴を、図-5.18に杭頭部の鉛直変位時刻歴を示す。水平変位時刻歴では、ケース2、3に対して、ケース4の方が大きな水平変位で推移している。一方、鉛直変位時刻歴では、ケース2、3では8s付近で0.03m程度の鉛直変位（引抜き側）が生じているのに対して、ケース4では、フーチングを有するケース1と0.01m同程度の鉛直変位しか生じなかった。これは、ケース2、3とケース4の変形モードの違いに関係していると考えられる。ケース2、3では、地表面付近で簡易フーチングや地中梁により拘束されているため、柱間のせん断変形が抑制され、構造全体として片持ち梁的な挙動となり、杭に鉛直方向の引抜き力が発生する。一方、ケース4では、地表面付近で拘束されていないため、柱間のせん断変形が発生し、図-5.19の最大応答時の変形モード図に示されるようにSWAYモードが支配的となっている。このため、ケース2、3に対して、ケース4では水平変位は大きく、鉛直変位は小さくなったものと考えられる。地中梁は水平変位を抑制するためには有効であるが、変形モードの変化により、杭の引抜き力が大きくなることに留意する必要がある。

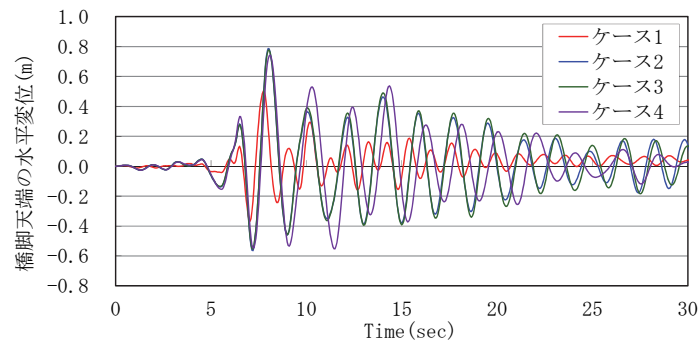


図-5.16 橋脚天端の水平変位時刻歴

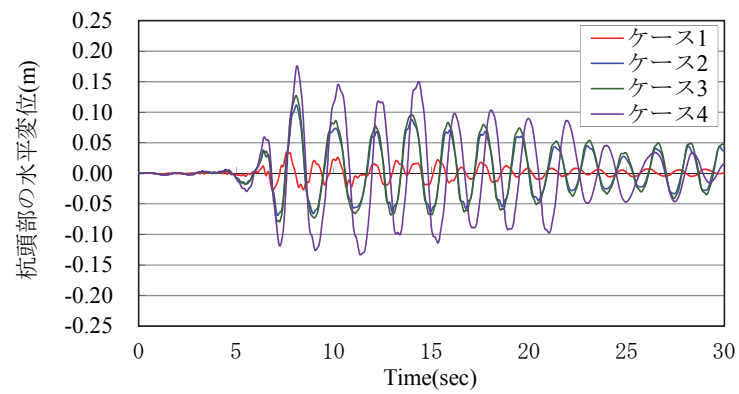


図-5.17 杭頭部の水平変位時刻歴

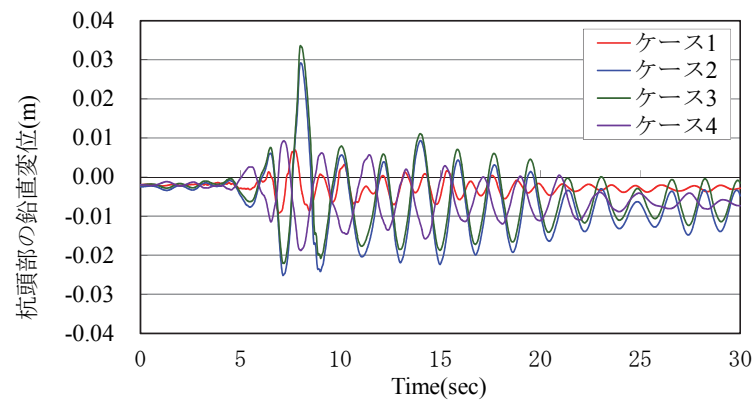


図-5.18 杭頭部の鉛直変位時刻歴

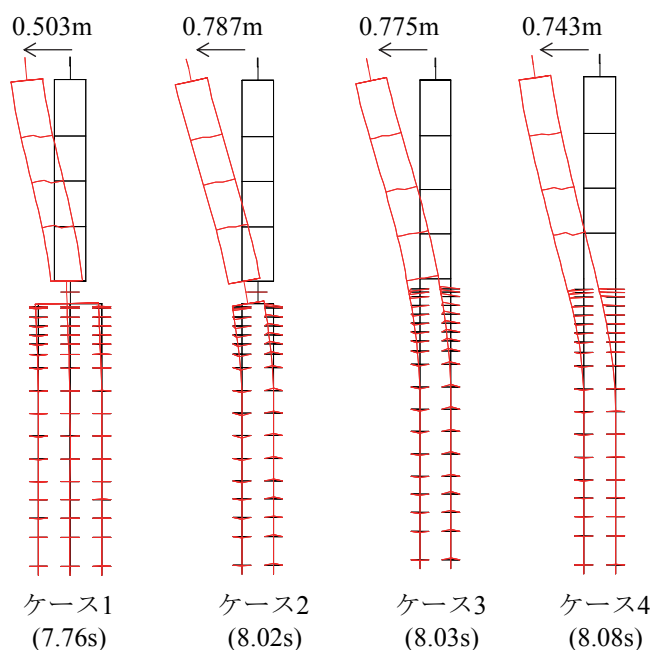


図-5.19 最大応答変位時の変形モードおよび橋脚天端における最大応答変位（変形倍率 10 倍）

鋼管柱の最大引張りひずみ、最大圧縮ひずみを図-5.20に、最大変形時のひずみコンターを図-5.21に示す。ケース 1 では鋼管柱基部に $-5.77\varepsilon_y$ の大きな圧縮ひずみが発生している。ケース 2 でも鋼管柱基部にひずみが集中しているが、降伏ひずみを超える程度（ $-1.24\varepsilon_y$ ）に低減している。さらにケース 3、4 では降伏以下（ $-0.99\varepsilon_y$ 、 $-0.73\varepsilon_y$ ）に低減した。図-5.21より、ケース 3、4 では、ケース 1、2 のような鋼管柱基部への顕著なひずみ集中が消失し、ひずみが鋼管柱から鋼管杭にかけて分散している。また、ケース 2、3、4 で応答値が下がる要因としては、せん断パネルの塑性化に伴う長周期化の影響も考えられる。

各ケースのせん断パネルのエネルギー吸収量(kJ)を図-5.22に、せん断応力-ひずみ関係を図-5.23に示す。エネルギー吸収量は各せん断パネルの履歴ループの面積から算出した。ケース 1 では全段数において履歴ループが大きく、エネルギー吸収量も大きい。これは鋼管柱基部の塑性化が進行するとともに、せん断パネルのせん断変形が進行しているためと考えられる。ケース 1、2、3 ではそれぞれ中段のパネルが最も大きなエネルギー吸収量を示した。これは、上段のパネルは橋脚天端の梁に、下段のパネルはフーチングや地中梁に拘束されているため、両鋼管の相対変形が小さくなり、せん断パネルの変形が小さくなったものと考えられる。一方、ケース 4 では、下段のパネルが最も大きなエネルギー吸収量を示し、入力エネルギー自体が大きいケース 1 を除いて、全体として最も大きなエネルギー吸収量を示した。これは鋼管柱基部がフーチング等により拘束されていないため、両鋼管の相対変形が大きくなったものと考えられる。

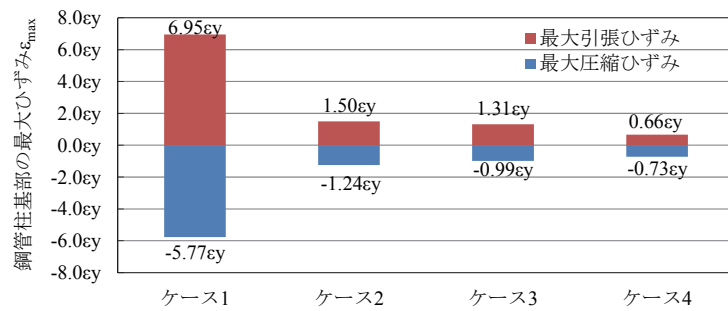


図-5.20 鋼管柱基部の最大ひずみ (ϵ_y : 降伏ひずみ)

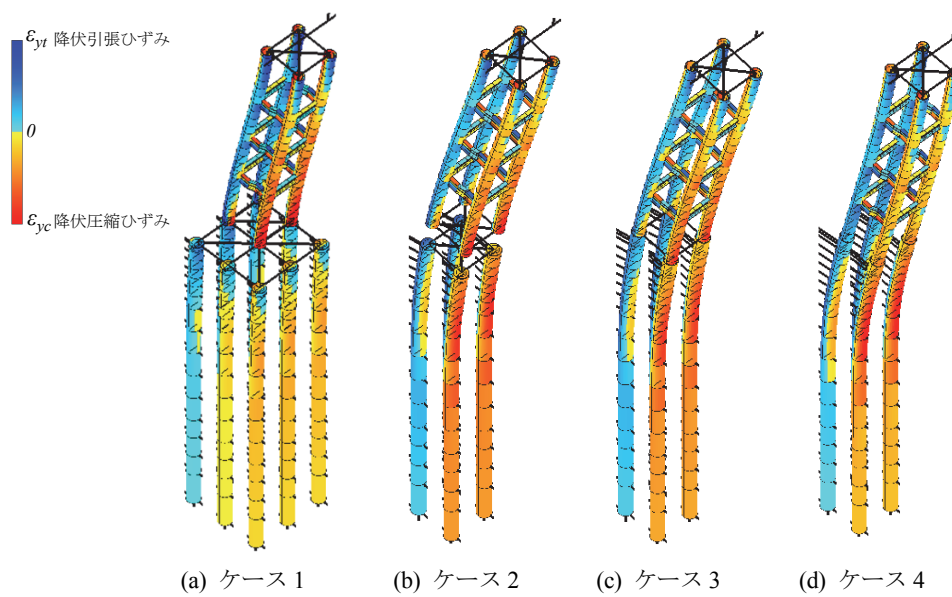


図-5.21 最大変形時のひずみコンター図

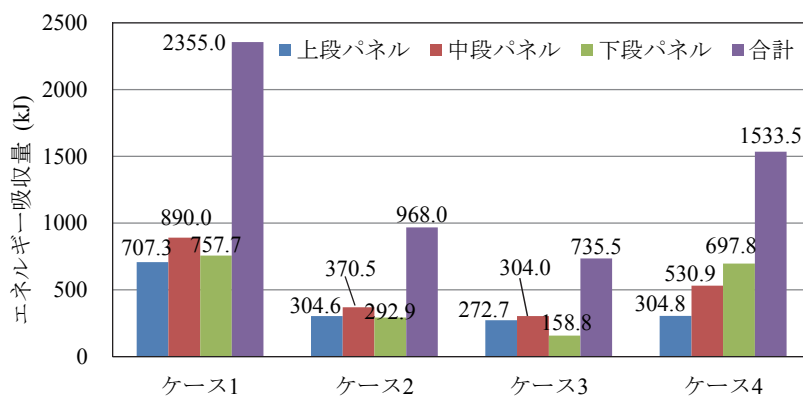


図-5.22 せん断パネルのエネルギー吸収量

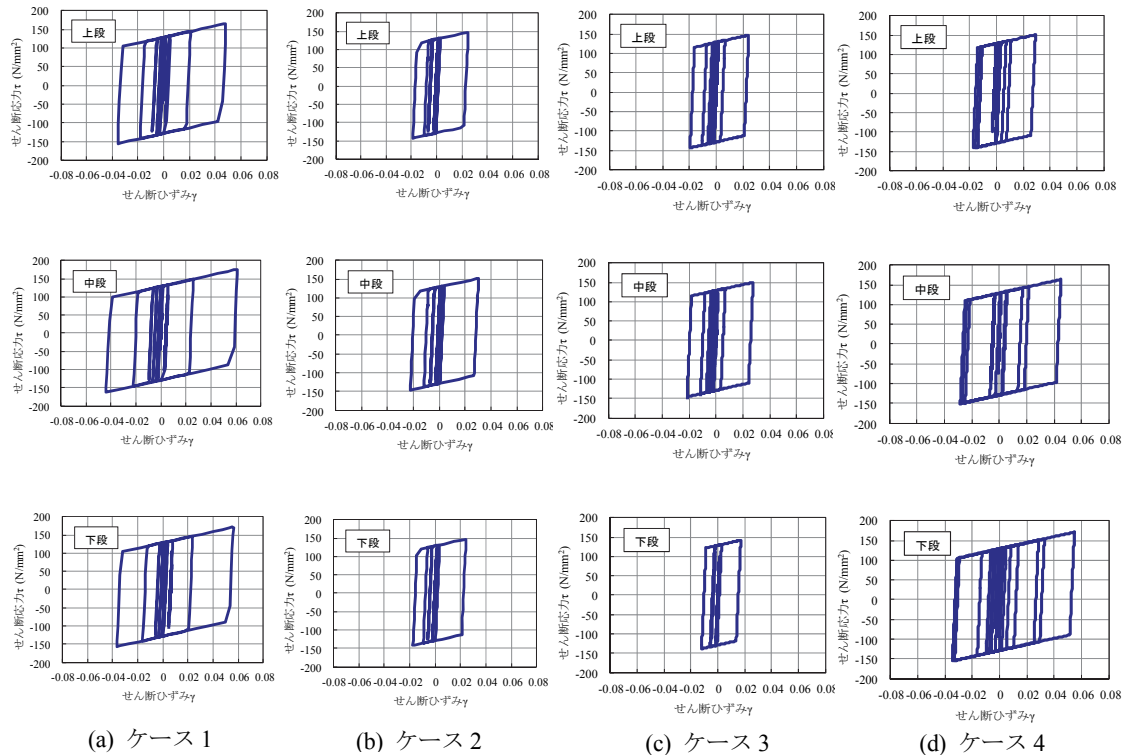


図-5.23 各ケースのせん断パネルの応力-ひずみ関係

杭 1 本あたりの最大引抜き力(kN), 最大押し込み力(kN)を図-5.24に示す. ケース 1 では最大引抜き力, 最大押し込み力ともに最小となる. これは他のケースの4本に比べて, 杭本数が2倍の8本あるため当然の結果といえる. ケース 2, 3 では最大引抜き力が上限値を超過した. 道示V¹⁰⁾では, レベル 2 地震時に基礎が降伏に達しないことを照査する規定になっている. ここで杭基礎の降伏とは次のいずれかに最初に達する時を目安とされている. ①全ての杭において杭体が塑性する. ②一列の杭頭反力押し込み支持力の上限值に達する. 提案構造についてもこの目安に準じると, 最大引抜き力は上限値に達しているが, 最大押し込み力は上限値に達しておらず, レベル 2 地震時の照査は満足することになる. 一方, 最大押し込み力ではケース 2 が最大となった. これはケース 2 はフーチングがあるにも関わらず, 杭本数が 4 本と少ないために 1 本あたりの負担が大きくなったものと考えられる. つまりフーチングを省略することで, 杭の負担が軽減されると考えられる.

鋼管杭の最大引張りひずみ, 最大圧縮ひずみを図-5.25に示す. ケース 1 ~ 3 では降伏する杭はなかったのに対して, ケース 4 では杭体が降伏した (最大値 $-1.10\epsilon_y$). ケース 4 と同じ杭基礎一体型のケース 3 は地中梁を有しているため杭体の負担が軽減されている. よって, 杭体の負担を軽減するために地中梁は有効であると考えられる. また, 図-5.21よりケース 1 から 4 にかけて, 地表面付近における拘束効果が小さくなるに従って, 杭体の最大ひずみ発生位置が下がる傾向がみえる. 点検が困難となる地中部の杭に大きなひずみを発生させることは避けたいことから, 鋼管杭の径や板厚の変更, 地中梁の設置により損傷位置を地表面付近に誘導するべきであると考えられる.

杭頭部の最大鉛直変位 (押し込み, 引抜き), 最大水平変位を図-5.26に示す. 最大水平変位はケース 1 が最も小さく (水平変位 0.033m), ケース 2 とケース 3 が同程度 (水平変位 0.132m), ケース 4 が最も大きい (水平変位 0.198m). 比較的大きな変位が生じているのは, 地盤条件において表層 8m の砂質土層の液状化を考慮して地盤反力係数を低減していることによるものである. また, 基礎の剛性が小

さくなるに従って、杭頭部の変位が大きくなることがわかる。一方、ケース4に対して、地中梁を有するケース3では変位が抑制されており、地中梁の変位抑制効果が示された。なお、最大鉛直変位については、杭1本あたりの最大引抜き力、最大押抜き力と同様、ケース1で最も小さく、ケース2が最も大きい結果となっている。ケース1で最も小さいのは杭本数が多いため、ケース2が最も大きいのはフーチング重量を杭が負担する必要があるためであると考えられる。

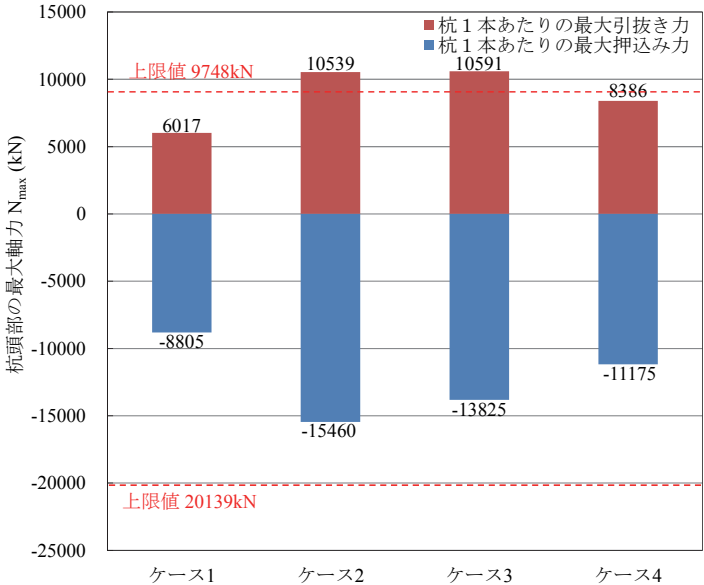


図-5.24 杭頭部の最大引抜き力および最大押込み力

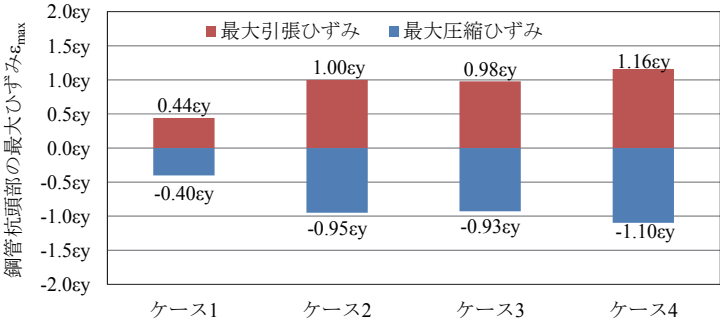


図-5.25 杭頭部の最大ひずみ (ε_y : 降伏ひずみ)

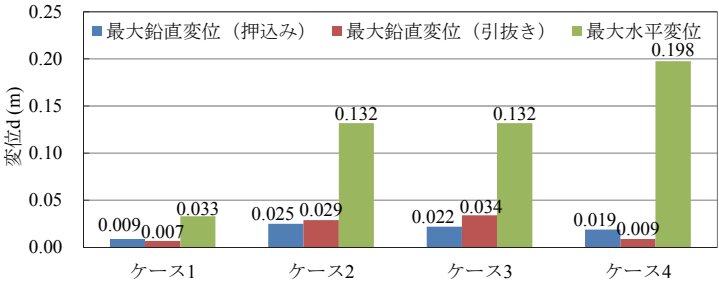


図-5.26 杭頭部の最大変位

5.6 液状化流動力に対する検討

これまでの地震動に対する検討で、提案構造は、フーチングを省略することで、柱と基礎の剛性差の解消による柱基部に集中するひずみの緩和、杭基礎の負担重量の軽減など利点を有していることが示された。また、杭体の発生ひずみの増加、杭頭変位の増加などの不利な点もあるが地中梁の設置などによって抑制できることが示された。ここでは1964年の新潟地震の際、昭和大橋の被災要因のひとつにもなった、地震時に液状化が発生した地盤の流動力に対する検討を行う。

5.6.1 検討条件

流動力に対する照査モデルを図-5.27に示す。基礎に作用させる流動力は道示V[5-8]に従い、流動化の影響を考慮する範囲内の液状化層に位置する基礎に、式(5.1)、(5.2)による単位面積当りの流動力の影響を作用させる。なお、流動化の影響を考慮する必要のある範囲内の地盤の水平抵抗は考慮しない。

$$q_{NL} = c_s \cdot c_{NL} \cdot K_p \cdot \gamma_{NL} \cdot x \quad (0 \leq x \leq H_{NL}) \quad (5.1)$$

$$q_L = c_s \cdot c_L \cdot (\gamma_{NL} \cdot H_{NL} + \gamma_L (x - H_{NL})) \quad (H_{NL} \leq x \leq H_{NL} + H_L) \quad (5.2)$$

q_{NL} ：非液状化層中にある構造部材に作用する深さ $x(m)$ の位置の単位面積当りの流動力(kN/m^2)

q_L ：液状化層中にある構造部材に作用する深さ $x(m)$ の位置の単位面積当りの流動力(kN/m^2)

c_s ：水際線からの距離による補正係数であり、ここでは1.0とする。

c_{NL} ：非液状化層中の流動力の補正係数（液状化指数 P_L より算出し 1.0 とする。）

c_L ：液状化層中の流動力の補正係数(=0.3)

K_p ：受働土圧係数

γ_L ：液状化層中の平均単位体積重量(kN/m^3)

x ：地表面からの深さ(m)

杭基礎については杭径を流動化に抵抗する面として乗じ、単位深さ当りの流動力とする。また、本検討では全ての杭が分担して流動力に抵抗するものとする。単位深さあたりの流動力を表-5.8に示す。杭1本あたりの流動力は660kN、地中梁1箇所あたりの流動力は125kNとなる。照査については、道示V[5-8]に従いこの流動力を基礎に作用させ、基礎天端における水平変位が、基礎の降伏に達する時の水平変位の2倍を上回らないことを確認する。

地盤条件を表-5.8に示す。地震動に対する検討時の地盤条件を基本とし、流動力に対してより厳しい条件となるよう表層2.5mに非液状化層を設けた。

検討ケースは、構造条件として地中梁の有無、および荷重条件として慣性力の有無を考慮し、表-5.9に示す4ケースとする。なお、道示V[5-8]では、流動力に対する照査の際、慣性力は作用させないが、より厳しい条件での傾向をみるために設計水平震度0.3を付加する場合についても参考ケースとして検討する。

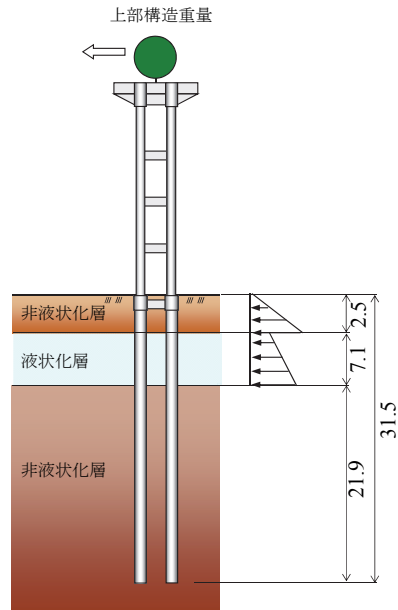


図-5.27 流動力に対する照査モデル

表-5.8 地盤条件

No.	土質名称	層厚 (m)	深度x (m)	液化化区分	γ kN/m ³	受働土圧 係数 K_p	q_{NL} kN/m ²	q_L kN/m ²
1	砂質土	2.50	0.00	非液化化層	20.0	3.1236	0	—
			2.50				156.179	—
2	砂質土	5.63	2.50	液化化層	20.0	—	—	15.00
			8.13			—	—	48.78
3	砂質土	1.50	8.13		17.0	—	—	48.78
			9.63			—	—	56.43

表-5.9 流動力に対する検討ケース

ケース名	ケース 5	ケース 6	ケース 7	ケース 8
地中梁の有無	—	—	○	○
流動化の有無	○	○	○	○
慣性力の考慮	—	○	—	○

5.6.2 検討結果

基礎天端の変位を図-5.28に、変形図（変形倍率10倍）を図-5.29に示す。検討の結果、流動力のみ作用させたケース5、7については許容変位を満足する結果となった。これは杭基礎一体型鋼管集成橋脚は、同じ一柱一杭構造であり新潟地震で被害を受けた昭和大橋のような単列のパイルベント構造と異なり、複数列の立体的な組杭構造となっていることから流動方向に対して幾何学的な剛性が確保されていること、また、従来のフーチング基礎よりは剛性が小さくなっているものの、フーチングがない分、流動力を受ける面積が小さくなっているため、流動力自体が小さくなっていることに起因するも

のと考えられる。一方、流動力に慣性力を付加したケース6、8では許容変位を超過した。これは流動力に対して、慣性力の作用が大きかったことに起因する。ただし、慣性力を付加したケースにおいても、ケース6と8を比較すると、基礎天端の変位が半分以上に小さくなっており、流動力に対する地中梁の変位抑制効果を確認することができた。

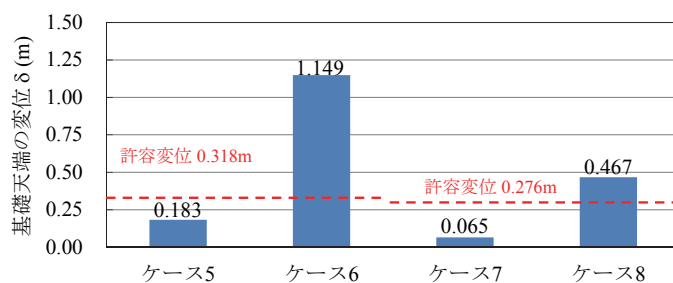


図-5.28 基礎天端の変位

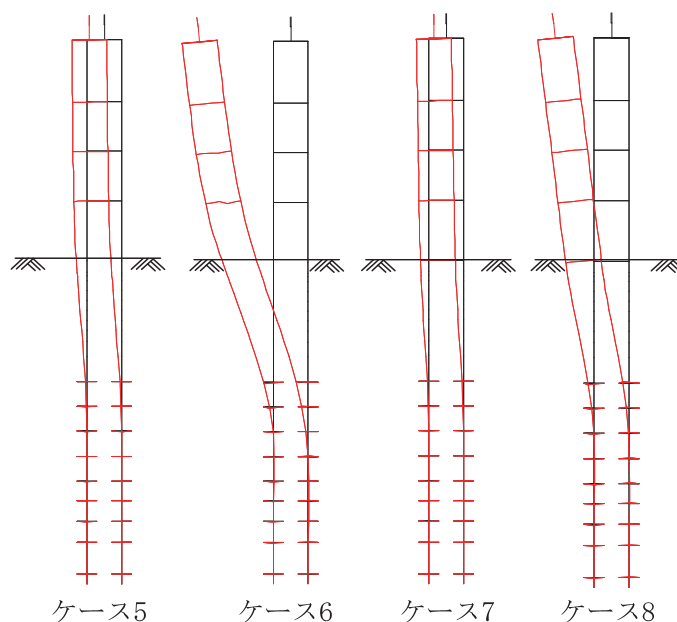


図-5.29 変形図 (変形倍率 10 倍)

5.7 地震リスク評価

5.7.1 リスクマネジメントと地震危険度解析

リスクマネジメントはリスクを特定し、分析評価を行い、その結果としてリスクの保有、削減、回避、および移転を選択するものである[5-18]。性能設計を行う際に、最も合理的と考えられる投資に対応する地震作用と要求性能の組み合わせを設定する必要がある。この場合、種々の性能を有する構造案に対する費用便益計算が実施され、その結果として最適な構造案が選択される。これら一連の作業が性能設計におけるリスクマネジメントと言える。

リスクマネジメントを行う際は、確率論的に地震を設定することが望ましいことから、地震危険度解析が要求される。また、無数に想定地震を設定し各地震特性を踏まえた地震応答解析を実施することは現実的ではないことから、地震危険度解析により社会的費用便益を定量的に示すことで説明責任にも対応できる想定地震を絞り込むことも重要である[5-19]。

確率論的地震ハザード評価とは、対象とする地点において将来の特定の期間内に予測される地震動の強さとそれを超える確率の関係を算定するもので、ハザードカーブとして表現することができる。その評価手法は種々のものが提示されているが、最近では、国の地震調査研究推進本部・地震調査委員会において遂行中の地震動予測地図プロジェクトで採用されている手法（地震調査研究推進本部地震調査委員会長期評価部会・強震動評価部会（2003）、防災科学技術研究所（2003）、以下、「推本の手法」と呼ぶ）が標準的な手法となりつつある[5-20]。

ここでは、図-5.30に示すように検討対象地点を大阪市とし、その地点における地震ハザードカーブを用いる。なお、地震ハザードカーブは、「地震ハザードステーション J-SHIS」文部科学省地震調査研究推進本部と防災科学技術研究所との共同成果物データ（2008年）より引用する。本検討に用いる地震ハザードカーブを図-5.31に、50年超過確率 $p=2\%$ 、 5% 、 10% 、 39% それぞれにおける最大加速度を表-5.10に示す。

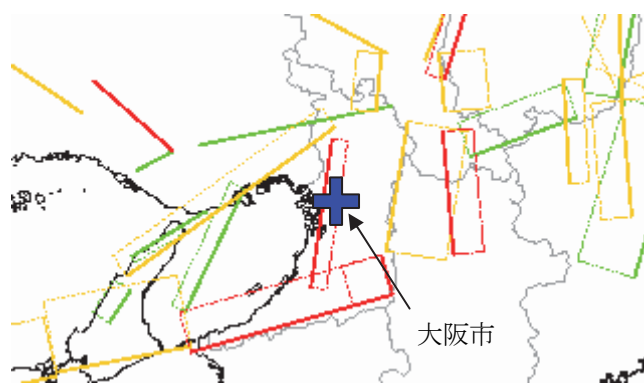


図-5.30 検討対象地点

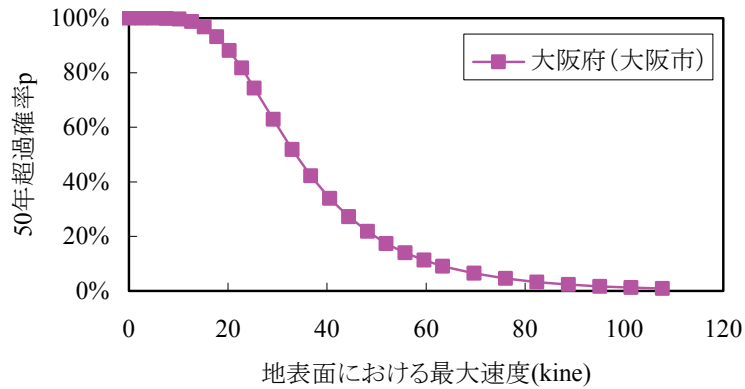


図-5.31 地震ハザード曲線

表-5.10 各 50 年超過確率における最大速度

		最大速度
50年 超過確率	p=2%	92.7 cm/s
	p=5%	74.7 cm/s
	p=10%	61.7 cm/s
	p=39%	38.3 cm/s

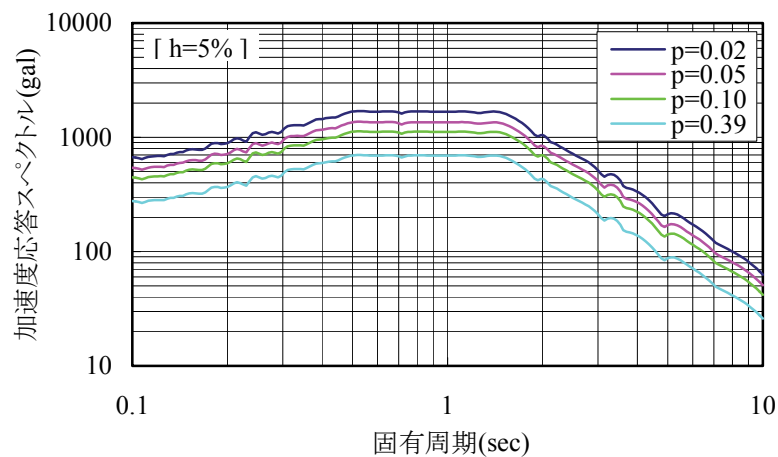


図-5.32 一様ハザードスペクトル

5.7.2 地震時における橋全体の機能的要求と部材別の要求性能

損傷制御構造における性能水準として、レベル2地震時にも無補修で交通開放可能な水準を性能1、交通開放は可能とするものの、必要ならば、部材補修、補強あるいは取り替えを実施する水準を性能2、落橋を防ぐ水準を性能3と定義した。表-5.10には、各性能水準における機能的要求および要求性能の詳細を、表-5.11には、第2章で規定した鋼管集成橋脚における要求性能と各機関における性能水準の比較を示す。

次に、設計照査において必要となる各部材ごとに照査項目と照査値を表-5.12に示す。図-5.33(a)に対象構造とした杭基礎一体型鋼管集成橋脚のモデル図と、図-5.33(b)に主構造のひずみと損傷度の関係を示す。

表-5.11 地震時性能水準の機能的要求と要求性能

分類		橋の機能的要求 () 内は橋の基本要求性能	部材の要求性能 (損傷制御構造)
性能 高い ↑ ↓ 性能 低い	性能 1	<ul style="list-style-type: none"> 人命を保全する（落橋を回避する） 緊急車両および一般車両の通行を可能とする（地震後の点検を必要とするが、原則として、補修を必要としない） 	<ul style="list-style-type: none"> 全部材が弾性的に挙動する 損傷制御部材，装置は履歴減衰を発揮する
	性能 2	<ul style="list-style-type: none"> 人命を保全する（落橋を回避する） 緊急車両および一般車両の通行を可能とする（交通開放下における非主構部材の補修と補修期間の点検，監視を必要とする） 	<ul style="list-style-type: none"> 主構部材は構造弾性範囲にあり，初期の部分塑性は許容する 損傷制御部材，装置は履歴減衰を発揮する
	性能 3	<ul style="list-style-type: none"> 人命を保全する（落橋を回避するが，架け替え，大規模な補修補強を許容する） 	<ul style="list-style-type: none"> 主構部材が崩壊に至らない範囲で損傷を許容する 損傷制御部材，装置は履歴減衰を発揮する

表-5.12 要求性能の比較

各基準類	性能区分			
鋼管集成橋脚	地震性能 I	地震性能 IIa	地震性能 IIb	地震性能 III
道路橋示方書	耐震性能 1	—	耐震性能 2	耐震性能 3
土木学会	性能水準 1	性能水準 2	性能水準 3	性能水準 4
日本鋼構造協会	耐震性能 1	耐震性能 2	耐震性能 3	耐震性能 4
構造安全性	安全	安全	安全	安全
地震後の使用性 (損傷度)	無損傷	小損傷	中損傷	大損傷
地震後の使用性 (機能保持性)	常時機能保持 (目視点検後，即通行可能)	一部分機能限定 (主構造部材の損傷軽微，補修しながらの一般車両が通行可能)	大部分機能限定 (主構造部材にも損傷，荷重制限があり，緊急車両のみ通行可能)	機能損失 (一般車両通行不可能)
地震後の使用性 (復旧性)	補修・補強不要	復旧が短期間で可能 (補修のみで復旧可能)	復旧に長期間必要 (復旧のために補強必要)	復旧不可能 (撤去・架け替えが必要，またはそれと同程度の復旧期間が必要)

表-5.13 照査項目と照査値

分類	構造要素	照査項目	照査値			
			地震性能 I	地震性能 IIa	地震性能 IIb	地震性能 III
主構	柱（鋼管）	降伏ひずみ比	～1.0 ϵ_y	～2.0 ϵ_y	～5.0 ϵ_y	5.0 ϵ_y ～
	杭（鋼管）	降伏ひずみ比	～1.0 ϵ_y	～1.0 ϵ_y	～1.0 ϵ_y	～1.0 ϵ_y
非主構	せん断パネル	せん断ひずみ	～8%	～8%	～8%	～8%

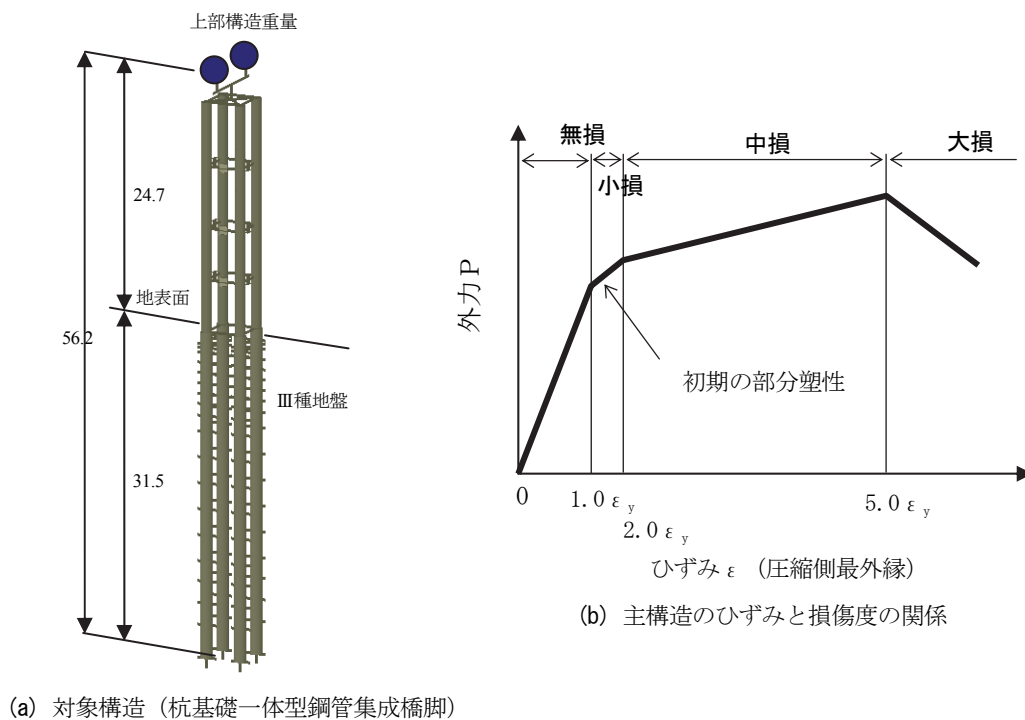


図-5.33 対象構造と主構造のひずみと損傷度の関係

5.7.3 損傷度曲線

図-5.34に降伏ひずみ比と損傷程度を関連づけた部材損傷度曲線を示す。ここで、弾性限界となる降伏ひずみ比を 1.0，小損傷の限界となる降伏ひずみ比を 2.0，中損傷の限界となる降伏ひずみ比を 5.0 とし、それ以上となる場合を大損傷と定義した。

なお、中央部の勾配は文献[5-21]を参考とし、構造用鋼材の実降伏点のばらつきを評価して標準偏差 0.13 を考慮して設定している。

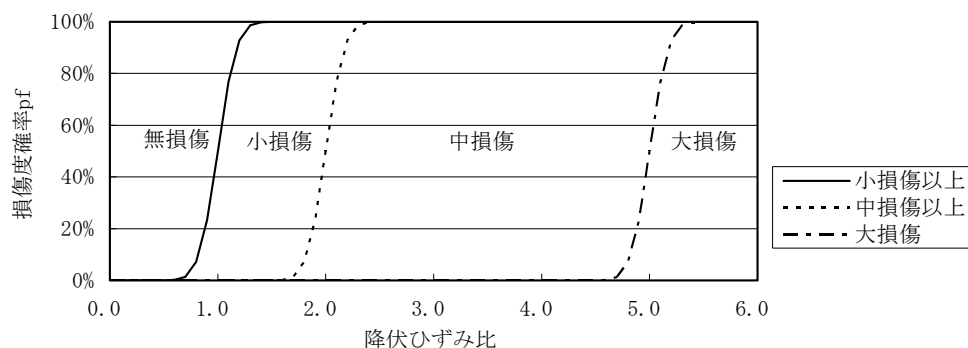


図-5.34 部材損傷度曲線

5.7.4 リスク評価

地震による被害額は復旧費用（構造損失）や通行止めによる料金減収（営業損失）、被災による人命・財産の被害損失（人的被害損失）、交通ネットワークの遮断による経済損失がある。本検討では、間接被害額として、地域経済に及ぼす影響は不確定要素が多いことを理由にユーザーコストである走行時間損失のみ考慮し、次式により評価するものとした。

$$C_f = C_R + C_T + C_L + C_U \quad (5.3)$$

ここで、 C_f ：被害額

C_R ：復旧費用（構造損失）

C_T ：料金減収（営業損失）

C_L ：人的被害損失

C_U ：走行時間損失

a) 復旧費用（構造損失）

被害額算定に必要となる供用停止期間と復旧費用は表-5.14のとおり設定した。大損傷時の供用停止期間は、上部工事期間約1年に撤去・計画期間1年を加算して合計2年と仮定した。また中損傷時の供用停止期間は、既往検討資料より、1.46日/tonとして算定し、30日と仮定した。

表-5.14 損傷度と復旧方針

損傷度	復旧方針	供用停止期間
大損傷	架け替え	2×365 日
中損傷	部材補強	30 日
小損傷	補強必要なし	0 日

※基本的に小損傷の場合は部材補強を必要としない

次に、復旧費用に関して、大損傷に対する費用としては架け替えとなるため、初期の工事費に撤去費用 30%を加算している。中損傷に対する費用として、補強工事の実績より主構部材の補修 45 万円/t、非主構造部材の取替え 100 万円/tと設定した。小損傷に対する費用として、せん断パネル(800×800×16mm サイズ)の取替えを3回の地震で1回するものとし、単価 500 万円（NETIS 平成 20 年 4 月現在）を 3 で除して 170 万円/パネル/回と設定した。

b) 料金減収（営業損失）

対象区間が供用停止となった場合の減収台数を算定し、それに伴う料金減収を算定した。ここでは料金減収を算出するため、既往資料より走行台数が明らかにされている阪神高速道路 4 号、5 号の境界付近を対象区間とする。料金単価は計算を簡便化するために、対象路線の普通車均一料金の 700 円を設定した。表-5.15に料金減収を示す。

表-5.15 料金減収

	減収台数（台／日）		料金減収（千円／日）	
	上り	下り	上り	下り
5 号線	8,780	9,781	6,146	6,847
4 号線	8,208	5,307	5,746	3,715
合計	32,076		22,454	

以上の予想交通量と復旧期間を考慮すると、それぞれの損傷度による累積料金減収は、以下ようになる。

$$\text{大損傷：} C_{Ts} = 22,454 \text{ 千円} \times 2 \times 365 \text{ 日} = 16,391 \text{ 百万円}$$

$$\text{中損傷：} C_{Tm} = 22,454 \text{ 千円} \times 30 \text{ 日} = 674 \text{ 百万円}$$

$$\text{小損傷：} C_{Ta} = 22,454 \text{ 千円} \times 0 = 0 \text{ 円}$$

c) 人的被害損失

大損傷は落橋に相当する被害であることから、地震発生時に橋梁上に位置する平均車両台数に平均乗車人数を乗じ、さらに人身損失額を乗ずることにより人的被害額を算出した。平均車両台数は、2003 年度区間別交通量データ（1 時間単位）をもとに、橋梁区間に存在している 24 時間の平均車両台数を算定した。平均乗車人数は、一般車両を対象に平日 1.44 人／台、休日 2.01 人／台とし、加重平均により 1.63 人／台とした。これは大型バスなどを考慮していないことから実際より低めの値である。なお、人身損失額の原単価および乗車人数は「道路投資の評価に関する指針（案）」[5-22]に基づいている。表-5.16に算出した人的被害額を示す。

表-5.16 人的被害額

	4 号線 上り	4 号線 下り	5 号線 上り	5 号線 下り
平均台数（台／h）	10.3	12.6	10.2	12.8
乗車人数（人／台）	1.63			
平均人数（人）	16.9	20.6	16.6	20.9
損失額（百万円）	539	658	529	667
合計（百万円）	$C_L = 2,393$			

d) 走行時間損失

走行時間損失算出に際しては、既往資料より明らかにされている南港～天保山、南港～島屋間のリンクが遮断された場合を対象として算出する。具体的には式(5.4)のように、高速道路利用時および代替の一般道路利用時の区間距離と旅行速度より、区間の旅行時間の増分を算定し、時間価値原単位を乗ずることにより損失費用を求めた。なお、前述の「道路投資の評価に関する指針（案）」[5-22]により時間価値原単位を、また OD 調査より高速道路利用および一般道路の平均旅行速度を設定した。迂回による時間損失と日当たり走行時間損失を表-5.17に示す。

$$C_U = Q \times \Delta T \times \alpha_T \times \text{復旧期間} \quad (5.4)$$

ここで、 Q ：交通量（台／日）

ΔT ：旅行時間の増分（分）

α_T ：時間価値原単位（円／分・台）

表-5.17 迂回による時間損失と日当たり走行時間損失

区間	交通量 Q (台／日)		距離 (km)	旅行速度 (km/h)	旅行時間 (分)	時間損失 ΔT (分)
南港 ↓ 天保山	51,000	高速利用	4.0	58	4.1	
		一般利用	7.5	28	16.1	+12.0
		被害額 $Q \times \Delta T \times \alpha_T$	48,950 千円／日			
南港南 ↓ 島屋	52,000	高速利用	7.2	58	7.4	
		一般利用	16.0	28	34.3	+26.9
		被害額 $Q \times \Delta T \times \alpha_T$	112,244 千円／日			

以上の走行時間損失と復旧期間を考慮すると、それぞれの損傷度による累積走行時間損失額は、以下のようになる。

大損傷： $C_{Us} = 112,244 \text{ 千円} \times 2 \times 365 \text{ 日} = 81,938 \text{ 百万円}$

中損傷： $C_{Um} = 112,244 \text{ 千円} \times 30 \text{ 日} = 3,367 \text{ 百万円}$

小損傷： $C_{Ua} = 112,244 \text{ 千円} \times 0 = 0 \text{ 円}$

e) 被害額合計

以上のリスク構成要素と条件を用いて、50 年超過確率 p に対するリスク $C_f(p)$ を式(5.5), (5.5) により計算する。つまり、各リスク条件を損傷度と結びつけ、リスク算定を行った。

$$C_f(p) = C_T + C_R + C_L + C_U \quad (5.5)$$

$$R = \int_p C_f(p) dp \quad (5.6)$$

ここで、 $C_f(p)$: 超過確率 p に対するリスク

$$C_T : \text{料金減収} \quad (C_T = C_{Ts} \cdot P_{fs} + C_{Tm} \cdot P_{fm} + C_{Ta} \cdot P_{fa})$$

$$C_R : \text{復旧費用} \quad (C_R = C_{Rs} \cdot P_{fs} + \sum_{i=1}^{\text{全部材}} (c_{Rmi} \cdot p_{fmi} + c_{Rai} \cdot p_{fai}))$$

$$C_L : \text{人的被害額} \quad (C_L = C_{Ls} \cdot P_{fs})$$

$$C_U : \text{走行時間損失} \quad (C_U = C_{Us} \cdot P_{fs} + C_{Um} \cdot P_{fm} + C_{Ua} \cdot P_{fa})$$

また添字 s は大損傷時におけるリスク額または確率、添字 m は中損傷時におけるリスク額または確率、添字 a は小損傷時におけるリスク額または確率を意味する。

1) 地震性能Ⅰを満足する構造における被害額合計

単位：百万円

50年超過確率 p			2%	5%	10%	39%	R
応答値と損傷度	鋼管柱	最大圧縮ひずみ	1.02 ε y	0.94 ε y	0.84 ε y	0.57 ε y	－
		最大引張ひずみ	1.06 ε y	0.97 ε y	0.86 ε y	0.57 ε y	－
	鋼管杭	最大圧縮ひずみ	1.13 ε y	0.90 ε y	0.77 ε y	0.55 ε y	－
		最大引張ひずみ	1.07 ε y	0.88 ε y	0.75 ε y	0.54 ε y	－
	せん断パネル	最大せん断ひずみ	4.35%	3.88%	3.27%	1.56%	－
	判定		小損傷	無損傷	無損傷	無損傷	－
損傷度確率	Pfs：大損傷確率		0%	0%	0%	0%	－
	Pfm：中損傷確率		0%	0%	0%	0%	－
	Pfa：小損傷確率		50%	33%	12%	1%	－
	無損傷確率		50%	67%	88%	99%	－
	小計		100%	100%	100%	100%	－
料金減収	CTs：大損傷時の料金減収		16391	16391	16391	16391	－
	CTm：中損傷時の料金減収		674	674	674	674	－
	CTa：小損傷時の料金減収		0	0	0	0	－
	小計	(社会的割引率： r =0%)	0	0	0	0	0
		(社会的割引率： r =4%)	0	0	0	0	0
復旧費用	CRs：大損傷時の復旧費用		205	205	205	205	－
	CRmi：中損傷時の復旧費用		20	20	20	20	－
	CRai：小損傷時の復旧費用		20	20	20	20	－
	小計	(社会的割引率： r =0%)	10	7	2	0	1
		(社会的割引率： r =4%)	4	3	1	0	0
走行時間損失	CUs：大損傷時の走行時間損失額		81938	81938	81938	81938	－
	CTm：中損傷時の走行時間損失額		3367	3367	3367	3367	－
	CTa：小損傷時の走行時間損失額		0	0	0	0	－
	小計	(社会的割引率： r =0%)	0	0	0	0	0
		(社会的割引率： r =4%)	0	0	0	0	0
人的被害	CLs：大損傷時の人的被害額		2393	2393	2393	2393	－
	小計	(社会的割引率： r =0%)	0	0	0	0	0
		(社会的割引率： r =4%)	0	0	0	0	0
リスク損失額Cf	社会的割引率： r=0%		10	7	2	0	1
	社会的割引率： r=4%		4	3	1	0	0

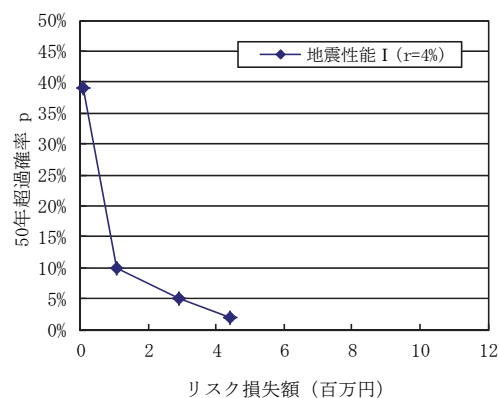
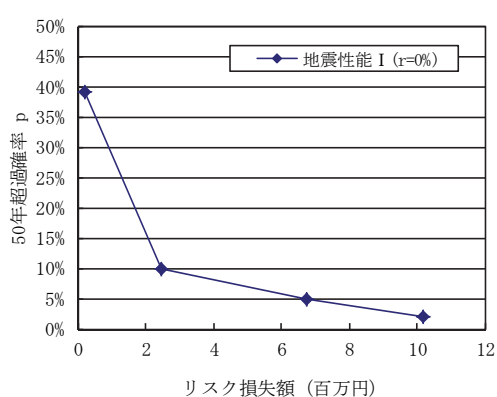


図-5.35 地震性能Ⅰを満足する構造における 50 年超過確率 p とリスク損失額の関係

2) 地震性能 IIa を満足する構造における被害額合計

単位：百万円

50年超過確率 p			2%	5%	10%	39%	R
応答値と損傷度	鋼管柱	最大圧縮ひずみ	2.08 ε y	1.59 ε y	1.14 ε y	0.75 ε y	－
		最大引張ひずみ	2.83 ε y	2.00 ε y	1.28 ε y	0.79 ε y	－
	鋼管杭	最大圧縮ひずみ	0.99 ε y	0.84 ε y	0.72 ε y	0.53 ε y	－
		最大引張ひずみ	1.24 ε y	0.99 ε y	0.87 ε y	0.64 ε y	－
	せん断パネル	最大せん断ひずみ	5.46%	4.80%	3.77%	1.78%	－
	判定		中損傷	小損傷	小損傷	無損傷	－
損傷度確率	Pfs：大損傷確率		0%	0%	0%	0%	－
	Pfm：中損傷確率		72%	2%	0%	0%	－
	Pfa：小損傷確率		28%	98%	84%	5%	－
	無損傷確率		0%	0%	16%	95%	－
	小計		100%	100%	100%	100%	－
料金減収	C _{TS} ：大損傷時の料金減収		16391	16391	16391	16391	－
	C _{Tm} ：中損傷時の料金減収		674	674	674	674	－
	C _{Ta} ：小損傷時の料金減収		0	0	0	0	－
	小計	(社会的割引率：r =0%)	485	13	0	0	21
		(社会的割引率：r =4%)	208	6	0	0	9
復旧費用	C _{RS} ：大損傷時の復旧費用		205	205	205	205	－
	C _{Rmi} ：中損傷時の復旧費用		24	20	20	20	－
	C _{Rai} ：小損傷時の復旧費用		20	20	20	20	－
	小計	(社会的割引率：r =0%)	23	20	17	1	5
		(社会的割引率：r =4%)	10	9	7	0	2
走行時間損失	C _{US} ：大損傷時の走行時間損失額		81938	81938	81938	81938	－
	C _{Tm} ：中損傷時の走行時間損失額		3367	3367	3367	3367	－
	C _{Ta} ：小損傷時の走行時間損失額		0	0	0	0	－
	小計	(社会的割引率：r =0%)	2424	67	0	0	114
		(社会的割引率：r =4%)	1042	29	0	0	49
人的被害	C _{LS} ：大損傷時の人的被害額		2393	2393	2393	2393	－
	小計	(社会的割引率：r =0%)	0	0	0	0	0
		(社会的割引率：r =4%)	0	0	0	0	0
リスク損失額Cf		(社会的割引率：r =0%)	2932	101	17	1	140
		(社会的割引率：r =4%)	1260	43	7	0	60

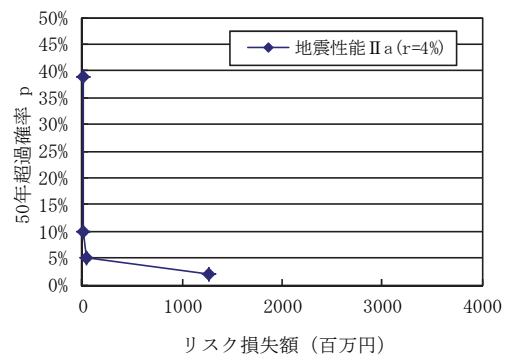
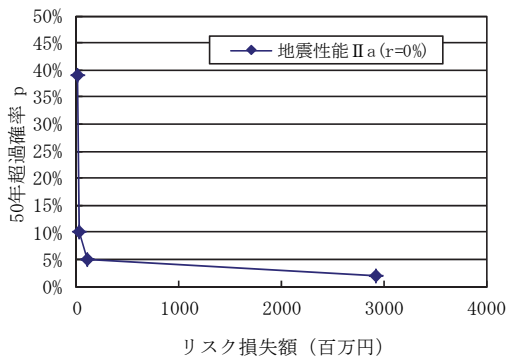


図-5.36 地震性能 IIa を満足する構造における 50 年超過確率 p とリスク損失額の関係

3) 地震性能 IIb を満足する構造における被害額合計

単位：百万円

50年超過確率 p			2%	5%	10%	39%	R
応答値と損傷度	鋼管柱	最大圧縮ひずみ	6.60 ε y	2.68 ε y	1.66 ε y	0.88 ε y	－
		最大引張ひずみ	7.78 ε y	3.97 ε y	2.26 ε y	0.96 ε y	－
	鋼管杭	最大圧縮ひずみ	0.85 ε y	0.77 ε y	0.69 ε y	0.51 ε y	－
		最大引張ひずみ	1.02 ε y	0.92 ε y	0.83 ε y	0.63 ε y	－
	せん断パネル	最大せん断ひずみ	6.75%	5.23%	4.09%	1.92%	－
	判定		大損傷	中損傷	小損傷	無損傷	－
損傷度確率	Pfs：大損傷確率		100%	0%	0%	0%	－
	Pfm：中損傷確率		0%	100%	2%	0%	－
	Pfa：小損傷確率		0%	0%	98%	20%	－
	無損傷確率		0%	0%	0%	80%	－
	小計		100%	100%	100%	100%	－
料金減収	CTs：大損傷時の料金減収		16391	16391	16391	16391	－
	CTm：中損傷時の料金減収		674	674	674	674	－
	CTa：小損傷時の料金減収		0	0	0	0	－
	小計	(社会的割引率：r =0%)	16391	674	13	0	696
		(社会的割引率：r =4%)	7042	290	6	0	299
復旧費用	CRs：大損傷時の復旧費用		205	205	205	205	－
	CRmi：中損傷時の復旧費用		27	25	20	20	－
	CRai：小損傷時の復旧費用		20	20	20	20	－
	小計	(社会的割引率：r =0%)	205	25	20	4	13
		(社会的割引率：r =4%)	88	11	9	2	6
走行時間損失	CUs：大損傷時の走行時間損失額		81938	81938	81938	81938	－
	CTm：中損傷時の走行時間損失額		3367	3367	3367	3367	－
	CTa：小損傷時の走行時間損失額		0	0	0	0	－
	小計	(社会的割引率：r =0%)	81938	3367	67	0	3477
		(社会的割引率：r =4%)	35204	1447	29	0	1494
人的被害	CLs：大損傷時の人的被害額		2393	2393	2393	2393	－
	小計	(社会的割引率：r =0%)	2393	0	0	0	110
		(社会的割引率：r =4%)	1028	0	0	0	47
リスク損失額Cf		(社会的割引率：r =0%)	100927	4066	101	4	4295
		(社会的割引率：r =4%)	43363	1747	43	2	1846

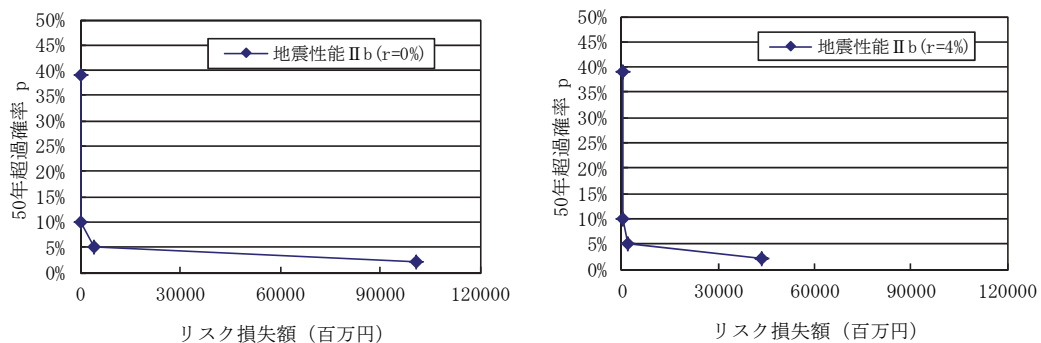


図-5.37 地震性能 IIb を満足する構造における 50 年超過確率 p とリスク損失額の関係

4) 地震性能 III を満足する構造における被害額合計

単位：百万円

50年超過確率 p (r=0%)			2%	5%	10%	39%	R
応答値と損傷度	鋼管柱	最大圧縮ひずみ	9.30 ε y	4.85 ε y	2.29 ε y	0.97 ε y	－
		最大引張ひずみ	10.4 ε y	6.24 ε y	3.63 ε y	1.14 ε y	－
	鋼管杭	最大圧縮ひずみ	0.78 ε y	0.72 ε y	0.66 ε y	0.50 ε y	－
		最大引張ひずみ	0.94 ε y	0.87 ε y	0.80 ε y	0.62 ε y	－
	せん断パネル	最大せん断ひずみ	6.87%	5.47%	4.28%	1.94%	－
	判定		大損傷	中損傷	中損傷	無損傷	－
損傷度確率	Pfs：大損傷確率		100%	15%	0%	0%	－
	Pfm：中損傷確率		0%	85%	3%	0%	－
	Pfa：小損傷確率		0%	0%	97%	43%	－
	無損傷確率		0%	0%	0%	57%	－
	小計		100%	100%	100%	100%	－
料金減収	C _{TS} ：大損傷時の料金減収		16391	16391	16391	16391	－
	C _{Tm} ：中損傷時の料金減収		674	674	674	674	－
	C _{Ta} ：小損傷時の料金減収		0	0	0	0	－
	小計	(社会的割引率： r =0%)	16391	3032	20	0	818
		(社会的割引率： r =4%)	7042	1302	9	0	352
復旧費用	C _{RS} ：大損傷時の復旧費用		205	205	205	205	－
	C _{Rmi} ：中損傷時の復旧費用		29	28	26	20	－
	C _{Rai} ：小損傷時の復旧費用		20	20	20	20	－
	小計	(社会的割引率： r =0%)	205	55	21	9	16
		(社会的割引率： r =4%)	88	23	9	4	7
走行時間損失	C _{Us} ：大損傷時の走行時間損失額		81938	81938	81938	81938	－
	C _{Tm} ：中損傷時の走行時間損失額		3367	3367	3367	3367	－
	C _{Ta} ：小損傷時の走行時間損失額		0	0	0	0	－
	小計	(社会的割引率： r =0%)	81938	15153	101	0	4092
		(社会的割引率： r =4%)	35204	6510	43	0	1758
人的被害	C _{LS} ：大損傷時の人的被害額		2393	2393	2393	2393	－
	小計	(社会的割引率： r =0%)	2393	359	0	0	129
		(社会的割引率： r =4%)	1028	154	0	0	56
リスク損失額Cf		(社会的割引率： r =0%)	100927	18598	142	9	5056
		(社会的割引率： r =4%)	43363	7990	61	4	2172

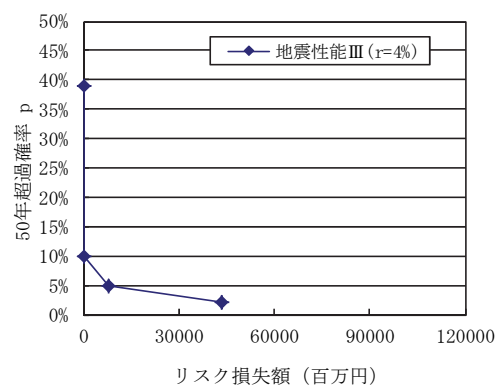
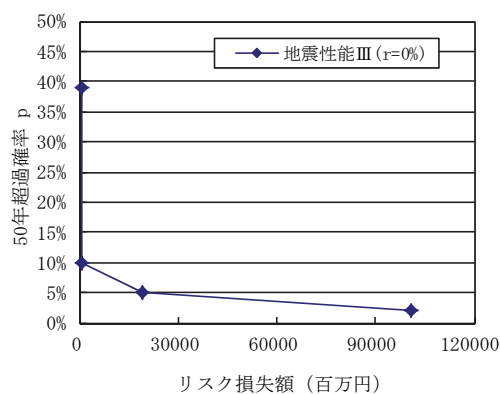


図-5.38 地震性能 III を満足する構造における 50 年超過確率 p とリスク損失額の関係

5.7.5 初期建設費用の算出

設計地震動はレベル 2 の内陸直下型である地震動（図-5.36）を設定し、各性能水準を満足する構造別の初期建設費用について表-5.18に示すように算出した。これより、すべての部材について弾性域に収める必要のある地震性能Ⅰは、鋼管厚が大きくなり、初期費用も一番高くなることが分かる。一方、塑性率 $5\epsilon_p$ を超えることが許容される地震性能Ⅲでは主部材である鋼管柱の厚さが小さく、最も安価な結果となった。

表-5.18 初期建設費用の総括

	地震性能Ⅰ	地震性能Ⅱa	地震性能Ⅱb	地震性能Ⅲ
工事概要	鋼材重量 166.110 t 鋼管 t=40 鋼管ソイル杭 杭径 φ1400 鋼管 φ1200 t=30	鋼材重量 119.900 t 鋼管 t=25 鋼管ソイル杭 杭径 φ1400 鋼管 φ1200 t=22	鋼材重量 101.010 t 鋼管 t=19 鋼管ソイル杭 杭径 φ1400 鋼管 φ1200 t=22	鋼材重量 91.500 t 鋼管 t=16 鋼管ソイル杭 杭径 φ1400 鋼管 φ1200 t=22
鋼材	5,339,000	5,339,000	5,339,000	5,339,000
鋼管	29,382,000	13,173,000	9,462,000	7,852,000
製作費	7,468,000	7,468,000	7,468,000	7,468,000
工場塗装	3,490,000	3,490,000	3,490,000	3,490,000
工場管理費	3,026,000	3,026,000	3,026,000	3,026,000
工場原価	48,705,000	32,496,000	28,785,000	27,175,000
輸送	660,000	477,000	402,000	364,000
架設	8,724,000	6,285,000	5,305,000	4,797,000
基礎	51,806,000	23,049,000	23,049,000	23,049,000
（直接工事費）	61,190,000	29,811,000	28,756,000	28,210,000
共通仮設費	9,937,000	5,559,000	5,395,000	5,310,000
現場管理費	22,633,000	11,554,000	11,158,000	10,958,000
工事原価	93,760,000	46,924,000	45,309,000	44,478,000
一般管理費	15,443,000	9,052,000	8,490,000	8,221,000
工事価格	157,908,000	88,472,000	82,584,000	79,874,000

トン 当り	円/t			
製作	325,000	302,000	318,000	331,000
架設	626,000	436,000	500,000	542,000

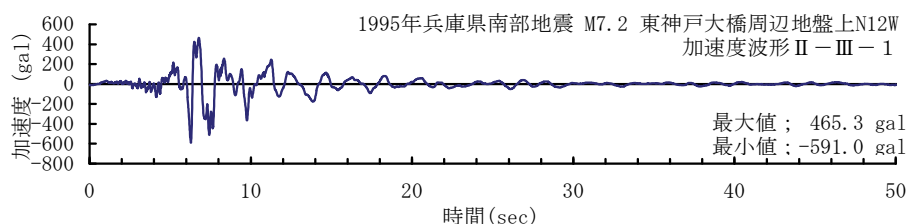


図-5.39 設計入力地震動

表-5.19 地震性能Ⅰを満足する構造における鋼管集成橋脚の概算工事費

費目	工種	種別	細別	規格	単位	数量	単価	金額	備考
鋼管集成橋脚									
	工場製作	材料費	鋼材	SM 570 t=24	t	4.830	165,780	801,000	
				SM 570 t=16	t	2.740	163,620	448,000	
				SM490YB t=40	t	27.310	126,900	3,466,000	
				SM490YB t=16	t	3.580	126,900	454,000	
				LY225 t=16	t	1.290	131,540	170,000	
			鋼管	SKK490 φ1000 t=40	t	100.480	235,980	23,711,000	
				SKK490 φ1200 t=40	t	11.460	222,210	2,547,000	
				SKK490 φ1500 t=40	t	14.420	216,630	3,124,000	
		製作費		4.67工数/t	t	39.750	187,882	7,468,000	
		工場塗装	外面	前処理費含む	m2	550.8	5,660	3,118,000	
			内面	〃	m2	143.7	2,591	372,000	
	(純工事費)							45,679,000	
		工場管理費		28.8%	式	1		3,026,000	
工場原価								48,705,000	
	橋脚工事	輸送工	輸送費	輸送20km	t	166.110	3,975	660,000	
		架設工	架設費	溶接継ぎ手	t	166.110	52,519	8,724,000	
		基礎工	鋼管ソイル	φ1400 t=30	式	1		51,806,000	
	直接工事費計							61,190,000	
	共通仮設費	率計上分		16.24%	式	1		9,937,000	
		積上計上分	輸送費		式	1			
			準備費		式	1			
			仮設費		式	1			
			安全費		式	1			
			役務費		式	1			
			技術管理費		式	1			
			営繕費		式	1			
	(純工事費)				式	1		71,127,000	
		現場管理費		31.82%	式	1		22,633,000	
工事原価								93,760,000	
	一般管理費			10.84%	式	1		15,443,000	
工事価格								157,908,000	

表-5.20 地震性能 IIa を満足する構造における鋼管集成橋脚の概算工事費

費目	工種	種別	細別	規格	単位	数量	単価	金額	備考
鋼管集成橋脚									
	工場製作	材料費	鋼材	SM 570 t=24	t	4.830	165,780	801,000	
				SM 570 t=16	t	2.740	163,620	448,000	
				SM490YB t=40	t	27.310	126,900	3,466,000	
				SM490YB t=16	t	3.580	126,900	454,000	
				LY225 t=16	t	1.290	131,540	170,000	
			鋼管	SKK490 φ1000 t=25	t	63.780	163,800	10,447,000	
				SKK490 φ1200 t=25	t	7.260	166,500	1,209,000	
				SKK490 φ1500 t=25	t	9.110	166,500	1,517,000	
		製作費		4.67工数/t	t	39.750	187,882	7,468,000	
		工場塗装	外面	前処理費含む	m2	550.8	5,660	3,118,000	
			内面	〃	m2	143.7	2,591	372,000	
	(純工事費)							29,470,000	
		工場管理費		28.8%	式	1		3,026,000	
工場原価								32,496,000	
		輸送工	輸送費	輸送20km	t	119.900	3,975	477,000	
		架設工	架設費	溶接継ぎ手	t	119.900	52,418	6,285,000	
		基礎工	鋼管ソイル	φ1400 t=22	式	1		23,049,000	
	直接工事費計							29,811,000	
	共通仮設費	率計上分		18.85%	式	1		5,559,000	
		積上計上分	輸送費		式	1			
			準備費		式	1			
			仮設費		式	1			
			安全費		式	1			
			役務費		式	1			
			技術管理費		式	1			
			當繕費		式	1			
	(純工事費)				式	1		35,370,000	
		現場管理費		32.96%	式	1		11,554,000	
工事原価								46,924,000	
	一般管理費			11.52%	式	1		9,052,000	
工事価格								88,472,000	

表-5.21 地震性能 IIb を満足する構造における鋼管集成橋脚の概算工事費

費目	工種	種別	細別	規格	単位	数量	単価	金額	備考
鋼管集成橋脚									
	工場製作	材料費	鋼材	SM 570 t=24	t	4.830	165,780	801,000	
				SM 570 t=16	t	2.740	163,620	448,000	
				SM490YB t=40	t	27.310	126,900	3,466,000	
				SM490YB t=16	t	3.580	126,900	454,000	
				LY225 t=16	t	1.290	131,540	170,000	
			鋼管	SKK490 φ1000 t=19	t	48.770	153,900	7,506,000	
				SKK490 φ1200 t=19	t	5.540	156,600	868,000	
				SKK490 φ1500 t=19	t	6.950	156,600	1,088,000	
		製作費		4.67工数/t	t	39.750	187,882	7,468,000	
		工場塗装	外面	前処理費含む	m2	550.8	5,660	3,118,000	
			内面	〃	m2	143.7	2,591	372,000	
	(純工事費)							25,759,000	
		工場管理費		28.8%	式	1		3,026,000	
工場原価								28,785,000	
		輸送工	輸送費	輸送20km	t	101.010	3,975	402,000	
		架設工	架設費	溶接継ぎ手	t	101.010	52,519	5,305,000	
		基礎工	鋼管ソイル	φ1400 t=22	式	1		23,049,000	
	直接工事費計							28,756,000	
	共通仮設費	率計上分		19.00%	式	1		5,395,000	
		積上計上分	輸送費		式	1			
			準備費		式	1			
			仮設費		式	1			
			安全費		式	1			
			役務費		式	1			
			技術管理費		式	1			
			営繕費		式	1			
	(純工事費)				式	1		34,151,000	
		現場管理費		33.02%	式	1		11,158,000	
工事原価								45,309,000	
	一般管理費			11.59%	式	1		8,490,000	
工事価格								82,584,000	

表-5. 22 地震性能 III を満足する構造における鋼管集成橋脚の概算工事費

費目	工種	種別	細別	規格	単位	数量	単価	金額	備考
鋼管集成橋脚									
	工場製作	材料費	鋼材	SM 570 t=24	t	4.830	165,780	801,000	
				SM 570 t=16	t	2.740	163,620	448,000	
				SM490YB t=40	t	27.310	126,900	3,466,000	
				SM490YB t=16	t	3.580	126,900	454,000	
				LY225 t=16	t	1.290	131,540	170,000	
			鋼管	SKK490 φ1000 t=16	t	41.200	151,200	6,229,000	
				SKK490 φ1200 t=16	t	4.680	153,900	720,000	
				SKK490 φ1500 t=16	t	5.870	153,900	903,000	
		製作費		4.67工数/t	t	39.750	187,882	7,468,000	
	工場塗装	外面		前処理費含む	m2	550.8	5,660	3,118,000	
		内面		"	m2	143.7	2,591	372,000	
	(純工事費)							24,149,000	
	工場管理費			28.8%	式	1		3,026,000	
工場原価								27,175,000	
		輸送工	輸送費	輸送20km	t	91.500	3,975	364,000	
		架設工	架設費	溶接継ぎ手	t	91.500	52,423	4,797,000	
		基礎工	鋼管ソイル	φ1400 t=22	式	1		23,049,000	
	直接工事費計							28,210,000	
	共通仮設費	率計上分		19.07%	式	1		5,310,000	
		積上計上分	輸送費		式	1			
			準備費		式	1			
			仮設費		式	1			
			安全費		式	1			
			役務費		式	1			
			技術管理費		式	1			
			営繕費		式	1			
	(純工事費)				式	1		33,520,000	
	現場管理費			33.05%	式	1		10,958,000	
工事原価					式	1		44,478,000	
	一般管理費			11.63%	式	1		8,221,000	
工事価格					式	1		79,874,000	

5.7.6 各構造別のライフサイクルコスト

本検討においては、リスクに初期建設費用を加えたライフサイクルコスト LCC を各構造別に式(5.7)に基づき算出した。なお、50 年超過確率に便宜上合わせて、評価期間を今後の耐用年数 50 年間と設定し、リスクは毎年均等に分布しているものとした。

$$LCC = C_0 + \sum_{i=1}^N \left[\frac{C_f}{N} \cdot \frac{1}{(1+r)^i} \right] \quad (5.7)$$

ここで、 C_0 ：初期建設費用

C_f ：リスク（ C_R ， C_T ， C_L ， C_U の合計）

N ：評価期間（50 年）

i ：年

r ：社会的割引率

表-5.23に性能構造別のライフサイクルコスト比率を示す。社会的割引率 0%の場合と 4%の場合それぞれにおけるライフサイクルコストの比較を行った結果、いずれの社会的割引率の場合にも、初期建設費用に対して、リスクの占める割合が全体的に大きいことがわかった。また、社会的割引率 0%の場合では、地震性能 IIa のライフサイクルコストは地震性能 I よりも高くなった。これは、部材損傷度曲線（中損傷領域）の設定によるものであり、地震性能 IIa の中損傷確率が大きくとられているため、地震性能 IIa のリスクが大きくなったと考えられる。一方、現実的な社会的割引率 4%を考慮した場合では、地震性能 IIa のライフサイクルコストが最も安価であり、最適構造および最適水準であると言える。

表-5.23 性能構造別のライフサイクルコスト比率

(単位：百万円)

リスク	社会的割引率	地震性能I	地震性能 II a	地震性能 II b	地震性能 III
初期建設費用	r=0%	157.9	88.5	82.6	79.9
	r=4%	157.9	88.5	82.6	79.9
リスク	r=0%	1.1	140.1	4295.5	5055.8
	r=4%	0.5	60.2	1845.5	2172.2
LCC	r=0%	159.0	228.5	4378.0	5135.6
	r=4%	158.4	148.6	1928.1	2252.0

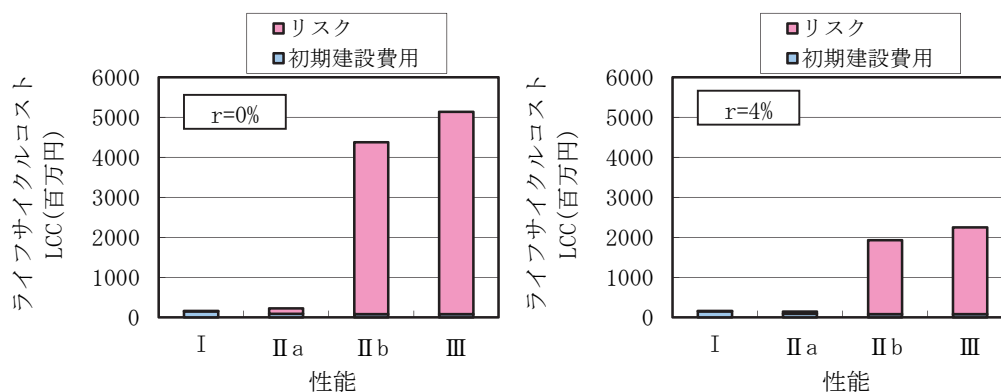


図-5.40 性能構造別のライフサイクルコスト比率

表-5.24及び図-5.41に性能構造別のリスク比率を示す。性能構造別のリスク比率において、走行時間損失が最も大きく、地震性能 IIb および地震性能 III ではリスク全体の 80～90%程度を占めることが明らかとなった。

表-5.24 性能構造別のリスク比率

リスク	社会的割引率	地震性能I	地震性能 II a	地震性能 II b	地震性能 III
復旧費用	$r=0\%$	1.1	4.7	13.0	16.1
	$r=4\%$	0.5	2.0	5.6	6.9
料金減収	$r=0\%$	0.0	21.2	695.5	818.5
	$r=4\%$	0.0	9.1	298.8	351.7
人的被害損失	$r=0\%$	0.0	0.0	109.8	129.5
	$r=4\%$	0.0	0.0	47.2	55.6
走行時間損失	$r=0\%$	0.0	114.2	3477.1	4091.7
	$r=4\%$	0.0	49.1	1493.9	1758.0

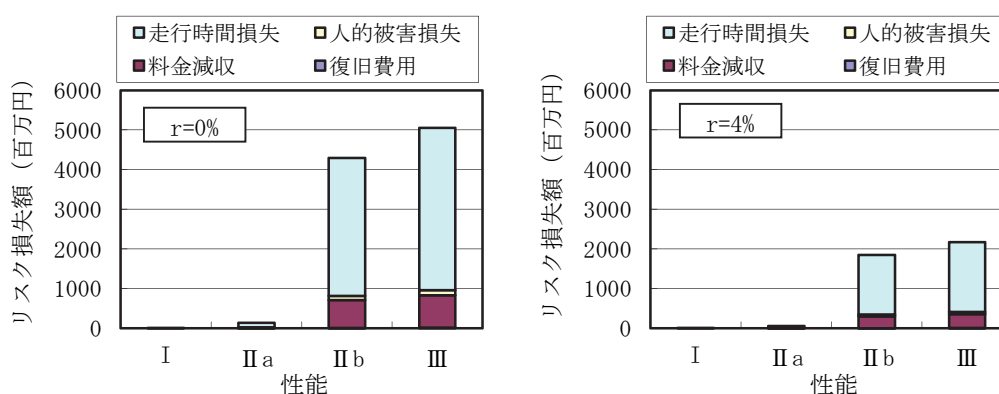


図-5.41 性能構造別のリスク比率

5.8 まとめ

本章では、鋼管集成橋脚の基礎構造の合理化を目指した杭基礎一体型の鋼管集成橋脚を提案し、解析的手法を用いて従来のフーチング形式と比較することで構造成立性の検討を行った。まず、提案構造と同様にフーチングを省略した1柱－1杭構造を有するパイルベント構造の被災事例として、既往の文献に基づき新潟地震における昭和大橋の落橋原因について分析し、本構造との比較検討を行った。その上で、耐荷力特性および変形性能を把握するために、従来型のフーチングや地中梁の有無をパラメータとした鋼管集成橋脚を対象にプッシュオーバー解析によるケーススタディを行った。次に地震時応答特性を把握するために、時刻歴応答解析によるケーススタディを行った。さらに、本構造の液化化時の流動力に対する抵抗特性について検討を行った。

また、杭基礎一体型鋼管集成橋脚を対象とし、各性能水準に応じた構造の初期コストおよび地震時リスクを評価した上で、地震時ライフサイクルコストが最小となる最適な性能水準について、リスクマネジメントの手法を用いた検討を行った。

プッシュオーバー解析からは以下の知見が得られた。

- (1) 荷重－変位曲線より、従来のフーチング形式は初期剛性が大きく、耐荷力も高い。一方、杭基礎一体型の場合は初期剛性が小さく、耐荷力も小さいが、せん断パネルの降伏発生時点から鋼管が降伏に至るまでの変位に余裕があるため、せん断パネルのエネルギー吸収効果による鋼管の損傷度の低減が期待できる。

時刻歴応答解析からは以下の知見が得られた。

- (2) 鋼管柱基部の最大ひずみについて、フーチング形式では鋼管柱基部に集中する（圧縮ひずみ最大 $5.77\varepsilon_y$ ）のに対して、鋼管柱基礎の場合は、基部にひずみが集中することはなく、応答値も低減した（圧縮ひずみ最大 $0.99\varepsilon_y$ ）。鋼管柱基礎では、鋼管柱と基礎の剛性差が解消され、鋼管柱のひずみの集中が回避できた。
- (3) せん断パネルについて、簡易フーチング形式や地中梁形式では下段のせん断パネルのエネルギー吸収量が小さかったのに対して、地中梁を有しない鋼管柱基礎では比較的大きなエネルギー吸収が得られた。簡易フーチングや地中梁を有する場合、地中梁によって鋼管柱基部が拘束され、両鋼管の相対変形が抑制されていたのに対して、地中梁を有しない杭基礎一体型では基部が拘束されていないため下段のせん断パネルも有効に働いている。
- (4) 基礎の最大押込み力は、フーチング形式ではフーチング自身の死荷重が杭基礎に付加されるのに対して、鋼管柱基礎ではフーチングがないため杭基礎への押込み力が軽減される。
- (5) 杭体の最大ひずみはフーチング形式よりも鋼管柱基礎の方が大きくなる傾向を示し、地中梁がない場合はわずかに降伏を超えた（最大圧縮ひずみ $1.10\varepsilon_y$ ）。また、鋼管柱基礎の杭体のひずみを抑制するためには地中梁が有効であった。
- (6) 杭頭部の水平変位はフーチング形式よりも鋼管柱基礎形式の方が大きくなる傾向を示した。また、杭体のひずみ同様、地中梁を設けることで杭頭部の水平変位が抑制された。
- (7) 杭頭部の鉛直変位は簡易フーチングや地中梁があるケースの方が大きな値を示した。簡易フーチングや地中梁があるケースの変形モードが片持ち梁になることで引抜き力が作用したものと考えられる。

液状化流動力に対する検討からは以下の知見が得られた。

- (8) 鋼管柱基礎は液状化流動力に対して必要な抵抗性能を有していることを確認した。鋼管柱基礎の場合は、従来のパイルベント構造より幾何学的剛性が高いこと、また、フーチング基礎よりは剛性が小さくなっているものの、流動力を受ける面積が小さくなっているため、作用する流動力自体が小さくなっていることに起因するものと考えられる。
- (9) 流動力に慣性力を付加したケースの結果から、流動力に対する地中梁の変位抑制効果を確認することができた。

杭基礎一体型鋼管集成橋脚を対象とした地震リスク評価からは以下の知見が得られた。

- (10) 初期建設費用に対して、リスクによる損失の占める割合が全体的に大きい。
- (11) 社会的割引率 4%を考慮した場合では、地震性能 IIa のライフサイクルコストが最も安価であり、最適水準の構造であるといえる。

第5章参考文献

- [5-1] 磯部公一，木村亮，大塚悟，秋山耕士郎：鋼管柱基礎の静的水平抵抗特性に関する三次元弾塑性有限要素解析，構造工学論文集，(公社)土木学会，Vo.56.A，pp.1041-1053，2010.3.
- [5-2] 桜井誠一：新旧土木構造物の基礎－昭和大橋－，土と基礎，21-6，pp.39-43，1973.6.
- [5-3] 小長井一男：地中構造物の耐震設計，地質ニュース 432 号，pp.72-76，1990.8.
- [5-4] (社)日本道路協会：道路橋設計示方書，1956.
- [5-5] (社)日本道路協会：鋼道路橋示方書，同解説，1964.6.
- [5-6] (社)日本道路協会：下部構造設計指針，1964.3.
- [5-7] (社)日本道路協会：道路橋耐震設計指針，1972.4.
- [5-8] (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解析Ⅴ耐震設計編，2012.
- [5-9] 高橋泰彦，品部裕児：せん断降伏型薄鋼板の復元力特性に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，No.494，pp.107-114，1997.4.
- [5-10] 井上一郎，金治英貞：低降伏点鋼，橋梁と基礎，Vol.39，pp.29-32，2005.8.
- [5-11] 天野麻衣，葛西昭，宇佐美勉，葛漢彬，岡本真悟，前野裕文：コンクリート部分充填鋼製橋脚の弾塑性挙動に関する実験的及び解析的研究，構造工学論文集，(公社)土木学会，Vol.44A，pp.179-188，1998.
- [5-12] (財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼とコンクリートの複合構造物，2002.12.
- [5-13] (一社)日本鋼構造協会・鋼橋の性能照査型設計対応研究委員会・鋼橋の耐震性部会：鋼橋の耐震性能設計の基本と応用，2002.
- [5-14] (財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，1999.10.
- [5-15] (社)日本道路協会：杭基礎設計便覧，2007.1.
- [5-16] (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編，2002.
- [5-17] (株)耐震解析研究所：SeanFEM Ver.1.22 理論マニュアルと検証，2007.
- [5-18] 星野勝，中村孝明：構造物の地震リスクマネジメント，山海堂，2002.4.
- [5-19] (公社)土木学会：土木構造物の耐震設計ガイドライン（案），pp.10-28，2001.9.
- [5-20] 地震調査研究推進本部地震調査委員会：長期的な地震発生確率の評価手法について，2001.9.
- [5-21] 金治英貞，鈴木直人，香川敬生，渡邊英一：長大トラス橋の対震性能向上化における設計入力地震動と損傷制御構造，土木学会論文集，(公社)土木学会，No.787/I-71，pp.1-19，2005.4.
- [5-22] (一財)日本総合研究所：道路投資の評価に関する指針（案），1998.6.

第6章 結論

本研究では、鋼管集成橋脚の実用化に向けて、種々の諸元を有する鋼管集成橋脚の地震応答特性を評価するために、橋脚形式、橋脚高さ、上部構造重量、入力地震動を変化させたパラメータスタディを実施した。また、海老江ジャンクションで検討していた鋼管集成橋脚の構造仕様を対象に、橋梁全体系の中での鋼管集成橋脚の耐震性能の評価、また、鋼管集成橋脚と矩形の鋼製橋脚のねじり剛性の比較検討、上部構造による拘束条件が鋼管集成橋脚の地震時挙動に与える影響、及び、せん断パネルの剛性の最適化検討を行い、橋梁全体系における鋼管集成橋脚の耐震性能向上策について検討を行った。また、実大せん断パネルにおける①せん断パネルの寸法、②せん断パネルのアスペクト比、③正負交番载荷における繰り返し回数、④せん断パネルの接合方法がせん断パネルの損傷過程と終局モードに与える影響について明らかにするために、実大せん断パネルを用いた正負交番载荷実験を行った。また、実際に地震による繰り返し载荷を受けたせん断パネルの損傷度を目視により簡易に診断することを目的として、せん断パネルウェブ面の塗膜の剥離面積とせん断パネルの損傷度の関係について評価を行った。さらに、本橋脚の更なる合理化の観点から杭基礎一体型鋼管集成橋脚を提案し、まず、提案構造と同様にフーチングを省略した1柱－1杭構造を有するパイルベント構造の被災事例として、既往の文献に基づき新潟地震における昭和大橋の落橋原因について分析し、本構造との比較検討を行った。その上で、下部構造の剛性および地盤の液状化に伴う流動化の観点から、杭基礎一体型鋼管集成橋脚の構造成立性を評価することを目的として、耐荷力特性を評価するために、フーチングや地中梁の有無をパラメータとした鋼管集成橋脚を対象にプッシュオーバー解析によるケーススタディを行った。次に地震時の応答特性を把握するために、時刻歴応答解析によるケーススタディを行った。さらに、本構造の液状化時の流動力に対する抵抗性について検討を行った。また、杭基礎一体型鋼管集成橋脚を対象とし、各性能水準に応じた構造の初期コストおよび地震時リスクを評価した上で、地震時ライフサイクルコストが最小となる最適な性能水準について、リスクマネジメントの手法を用いた評価を行った。本研究で得られた結論および課題を以下に示す。

第1章では、本橋脚の開発の背景、鋼管集成橋脚の構造と技術コンセプト、および本橋脚に関する既往の研究を述べた上で、本研究において解決すべき課題と論文構成を示した。

第2章では、本橋脚の実用化に向けて、性能設計体系における地震時要求性能を規定にした。本橋脚ではレベル1地震動に対しては「無損傷」(地震性能Ⅰ)、レベル2地震動に対してはせん断パネルだけに損傷を集約し、鋼管柱は構造弾性範囲にとどめる「小損傷」(地震性能Ⅱa)を基本とした。従来はレベル2地震動のような大地震に対しては軽微な損傷に収める設計は経済性の観点等から不合理と考えられてきたが、本橋脚のように制震ダンパーを構造物内に設置し、主構造部材の損傷を制御する損傷制御設計の考え方を導入することにより、このような設計が可能となった。一方、本橋脚が最初に実用化された海老江JCTでの採用事例のように、比較的支間の大きい曲線橋のR部に位置し、地震動の方向によっては1橋脚の慣性力の負担が他の橋脚に比べて大きくなるような特殊な条件下では、「小損傷」にとどめることは設計上不合理となる場合がある。そこで、このような特殊な条件下では

道路橋示方書と同水準である「中損傷」を許容した（地震性能Ⅱb）．また、重要度が低い普通構造物では「大損傷」を許容するものとした（地震性能Ⅲ）．さらに、これらの各要求性能に応じた部材健全度を規定した上で、既往の研究の成果を整理することで健全度評価方法を提案した．

第3章では、鋼管集成橋脚の設計実務に資するために、橋脚高さ、上部構造重量、橋脚形式等の設計条件の差異が本構造の地震応答特性に与える影響についてパラメータスタディによって評価し、本研究のパラメータの範囲においては、主構造である鋼管基部よりせん断パネルが先行して降伏する機構（損傷制御構造）となっていること、また、上部構造重量が大きいほど、また B/h が小さい（橋脚が高い）ほど変形が大きくなり塑性化が進行しやすい傾向が示された．さらに、橋梁全体系の中での鋼管集成橋脚の地震応答特性を評価するために、実際に本橋脚を採用した阪神高速2号淀川左岸線の海老江ジャンクションのDランプを対象とした検討を行った．橋梁全体系において、上部構造と鋼管の接合部や鋼管基部に発生する断面力を低減するためには、横つなぎ材の段数を増やし、鋼管上端部の剛性を高めることで、変形を抑制できることが示された．また、鋼管上端部および基部の変形を抑制することで、相対的に鋼管中間部を変形させ、中間部のせん断パネルを効率的に働かせることができることを明らかにした．

第4章では、実大せん断パネルにおける①せん断パネルの寸法、②せん断パネルのアスペクト比、③正負交番载荷における繰返し回数、④せん断パネルの接合方法がせん断パネルの損傷過程と終局モードに与える影響について明らかにするために、実大せん断パネルを用いた正負交番载荷実験を行った．既往の研究を整理した結果、せん断パネルの対角線長が1000mmを下回る供試体では、せん断パネルの幅厚比パラメータが0.2以上の場合、せん断パネルのせん断座屈により終局に至り、幅厚比パラメータが0.4に満たない場合、せん断パネルのウェブ周囲の溶接部の低サイクル疲労に伴うき裂の進展により終局に至るケースが多いことが明らかになった．本研究において対象とした、せん断パネルの対角線長が1000mmを上回るような大型の場合は、せん断パネルのせん断座屈の発生は伴うものの、せん断座屈の進展によるパネル中央部のき裂ではなく、最終的にはせん断パネルのウェブ周囲の溶接部の低サイクル疲労に伴うき裂の進展により終局に至った．従って、せん断パネルの寸法が損傷過程や終局モードに影響を与える可能性があることが示された．せん断パネルのアスペクト比が0.71と0.59のケースを比較した結果、0.59のケースの方が終局に至るまでのエネルギー吸収量が大きかった．これは、アスペクト比が小さいケースの方が、せん断パネルの面外変形量が小さく、せん断座屈を抑制することができたことに起因すると考えられる．正負交番载荷における繰返し回数がせん断パネルに与える影響については、全てのケースのエネルギー吸収量の各目標変位における1サイクル目から3サイクル目までの推移より、同じ目標変位における繰返し载荷によるせん断パネルのエネルギー吸収量の減少は小さいことがわかった．従って、せん断パネルは終局状態に至るまで、繰返し载荷による影響は小さいといえる．せん断パネルの接合方法が損傷過程と終局モードに及ぼす影響については、支圧接合を用いたケースではせん断パネルが終局に至るまで接合部に損傷が生じることはなく十分な荷重伝達性能を有していることがわかった．一方、摩擦接合を用いたケースでは、摩擦接合面において早期にすべりが発生し、さらにウェブパネルの摩擦接合部のボルト孔が変形した後、ボルト孔を縫うようなき裂が発生した．

また、実際に地震による繰返し载荷を受けたせん断パネルの損傷度を目視により簡易に診断することを目的として、せん断パネルウェブ面の塗膜の剥離面積とせん断パネルの損傷度の関係について評価を行った．その結果、せん断パネル面の塗膜の剥離面積と累積塑性ひずみと比較すると、全ての実験供試体において明確な比例関係があることがわかった．よって、実際に地震による繰返し荷重

を受けたせん断パネルの損傷度を目視により簡易に診断できる可能性があることを示した。

第5章では、本橋脚の基礎構造の合理化を念頭に、杭基礎一体型鋼管集成橋脚を提案した。まず、提案構造と同様にフーチングを省略した1柱－1杭構造を有するパイルベント構造の被災事例として、既往の文献に基づき新潟地震における昭和大橋の落橋原因について分析し、本構造との比較検討を行った。また、耐荷特性や変形能を把握するために、従来型のフーチングや地中梁の有無をパラメータとしたプッシュオーバー解析の結果、杭基礎一体型鋼管集成橋脚は従来のフーチング形式よりも初期剛性が小さく、耐荷力も低いが、せん断パネルの降伏発生時点から鋼管が降伏に達するまでに余裕があるため、せん断パネルのエネルギー吸収効果による鋼管の損傷度の低減が期待できることが分かった。時刻歴応答解析の結果から、基礎の最大押込み力は、フーチング形式ではフーチングの自重が杭基礎に付加されるのに対して、杭基礎一体型ではフーチングがないため杭基礎への押込み力が軽減された。また、杭体の最大ひずみはフーチング形式よりも大きくなる傾向を示したが、地中梁を設置することが杭体のひずみを抑制できることがわかった。また、杭基礎一体型鋼管集成橋脚は液状化流動力に対して必要な抵抗性能を有していることがわかった。また、杭基礎一体型鋼管集成橋脚を対象とし、各性能水準に応じた構造の初期コストおよび地震時リスクを評価した上で、地震時ライフサイクルコストが最小となる最適な性能水準について、リスクマネジメントの手法を用いた評価を行った。杭基礎一体型鋼管集成橋脚では、初期建設費用に対して、リスクによる損失の占める割合が全体的に大きいこと、また、社会的割引率4%を考慮した場合では、地震性能IIaのライフサイクルコストが最も安価であり、最適な水準の構造であることを示した。

本研究の成果を踏まえ、鋼管集成橋脚は阪神高速道路の海老江ジャンクションのPD4橋脚として実際に架設され、同ジャンクションは2013年5月に供用した(写真-6.1)。また、杭基礎一体型鋼管集成橋脚についても、他の事業において採用が検討されている。今後、鋼管集成橋脚を広く事業展開するにあたっての課題を以下に示す。

(1) せん断パネル仕様の最適化設計方法の確立

第3章で示したように、鋼管集成橋脚の地震応答特性は、せん断パネルを配置する位置、それぞれのせん断剛性に依存しているが、鋼管集成橋脚が適用される橋の構造条件によって、最適なせん断パネルの位置やそれぞれのせん断剛性は異なる。そこで、鋼管集成橋脚において、せん断パネルを配置する位置、それぞれのせん断剛性を最適化するための設計方法を確立する。

(2) 変形能の高いせん断パネルの開発

第4章で示したように、鋼管集成橋脚に適用する大型のせん断パネルは、せん断パネルのせん断座屈によるパネル中央部のき裂ではなく、せん断パネルと周囲のフランジとの溶接接合部を起点とした低サイクル疲労によるき裂により終局に至る場合があることがわかった。これは、せん断パネルの周囲の溶接部に、せん断パネルの繰返しせん断変形に伴う、せん断力およびせん断パネルの面外変形に伴う引張力が繰返し作用することでき裂が発生し進展したと考えられる。そこで、面外変形を抑制し、せん断パネルと周囲のフレームとの溶接部の耐低サイクル疲労性を向上させるために、溶接方法やスラップ形状を改善したせん断パネルを開発する。

(3) 杭基礎一体型鋼管集成橋脚における地表面付近の応答変位制御方法の開発

第5章で示したように、杭基礎一体型鋼管集成橋脚では、フーチングを有する構造の場合と比べて、地表面付近の応答水平変位が増大することがわかっている。そこで、地表面付近の応答水平変位を抑制することを目的として、減衰特性を有する地中梁や、周辺地盤の地盤改良による応答制御方法を開発する。さらに、地震後の点検効率を向上させるために、地中梁や地盤改良の損傷度が容易に評価できる手法についてもあわせて開発する。

(4) 杭基礎一体型鋼管集成橋脚における上下部構造一体での設計方法の確立

杭基礎一体型鋼管集成橋脚については、橋脚基部にマッシブなフーチングが存在しないことから、橋脚全体系の挙動を適切に評価するために橋脚と基礎をそれぞれで設計することができない。よって第5章で示したように上部構造－橋脚－基礎を一体で数値計算する必要がある。地震時の上部構造－橋脚－基礎の相互作用や、周辺地盤の応答変位が上部構造－橋脚－基礎に与える影響を、実験的に評価した上で、上部構造－橋脚－基礎を一体として照査する設計法を確立する必要がある。

(5) ICT(Information and Communication Technology)による被災度センシングシステムの開発

地震時の損傷をせん断パネルに集約できる鋼管集成橋脚の構造特性を利用し、橋あるいは路線全体の損傷度や供用性を地震後に即座に評価できるセンシングシステムをICTを活用して開発する。



写真-6.1 海老江ジャンクションで完成した鋼管集成橋脚

謝辞

本論文は、筆者が阪神高速道路株式会社において、鋼管集成橋脚に関する研究に携わってきた約5年半にわたる研究成果を、京都大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻博士後期課程在学中にとりまとめたものです。この間に、多くの方々からご指導、ご鞭撻、ご助言を賜りました。

本研究をまとめるにあたり、終始ご懇篤なるご指導ご鞭撻を賜りました京都大学大学院教授木村亮先生に厚く感謝の意を表し、御礼を申し上げます。杭基礎一体型鋼管集成橋脚の提案にあたっては、橋脚のフーチングを省略するという新たな挑戦に対して、独創的な発想に基づく貴重なご意見、多大なるご支援を頂きましたことを、ここに改めて心から御礼申し上げます。

京都大学大学院杉浦邦征先生には、鋼管集成橋脚検討会の主査として、鋼管集成橋脚の開発段階から参画を頂き、鋼構造及び構造工学の見地からご指導を賜り厚く御礼申し上げます。京都大学大学院教授三村衛先生には、地盤工学の見地からの的確なご指導を賜り厚く御礼申し上げます。

阪神高速道路株式会社技術審議会耐震設計分科会（主査：神戸大学名誉教授高田至郎先生、京都大学名誉教授家村浩和先生）、鋼構造分科会（主査：京都大学名誉教授松本勝先生）および基礎・地下構造分科会（主査：京都大学教授大西有三先生）の各委員の先生方には本プロジェクトについて多面的なご指導を賜り、本研究に有意義なご意見を賜りました。ここに皆様に深く感謝致します。

鋼管集成橋脚基礎合理化等委員会（委員長：京都大学木村亮教授）では、鋼管集成橋脚の開発の初期の段階から携われた野中哲也博士、西海健二氏をはじめとする鋼管杭・鋼矢板技術協会の方々、本研究に関する膨大な解析を担当頂いた鬼木浩二氏より多大なご支援を頂きました。また、北海道大学准教授磯部公一先生には、杭基礎一体型鋼管集成橋脚の構造成立性について高度な解析により評価頂きました。ここに深く御礼申し上げます。

また、鋼管集成橋脚の研究、実務において、膨大な解析、設計、実験、製作、架設にご尽力、あるいはご助言頂きました、神戸大学准教授橋本国太郎先生、田崎賢治博士、鳥越卓志氏、馬越一也氏、宮永満氏、小西英明氏、津丸徳宏氏をはじめとする数多くの皆様に深く感謝致します。

筆者が土木構造物の耐震設計を志すようになったのは、学生時代に九州工業大学教授幸左賢二先生、神戸大学名誉教授高田至郎先生、神戸大学教授森川英典先生、神戸大学准教授鍛田泰子先生といった素晴らしい先生方にお会いできたからであると信じております。ここに諸先生方に心より深謝致します。

また、京都大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻博士後期課程への入学にあたっては、筆者が独立行政法人土木研究所構造物メンテナンス研究センターへの出向期間中であつたことから、橋梁構造研究グループ長松浦弘氏のご理解とご支援がなければ実現しなかったものと考えております。ここに改めて心から御礼申し上げます。また、独立行政法人土木研究所では、上席研究員星隈順一博士のご

指導のもと、耐震設計分野を担当し、国の基準類の改訂や実験・解析による研究活動を通じて、“耐震設計の本質”を学ばせて頂きました。本研究のとりまとめにあたっては、間接的とは言え、独立行政法人土木研究所での経験を活かすことができました。ここに記して深く御礼申し上げます。

京都大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻博士後期課程在学中は、研究活動や単位の取得について、京都大学大学院助教澤村康生先生の他、地盤力学講座社会基盤創造工学分野の学生の方々から多大なご支援を頂きました。ここに感謝の意を表します。

また、本研究は阪神高速道路株式会社の多くの先輩、同僚のご支援がなければ成しえなかったことと思います。特に、鋼管集成橋脚に対してご指導、ご支援賜りました堀江佳平氏、毛利哲也氏、森喜仁氏、嶋津巖氏、鈴木威氏、足立幸郎博士、西岡勉博士、佐々木一則博士、志村敦氏、茂呂拓実氏、奥西史伸氏、石橋照久氏、丹波寛夫博士、小坂崇氏、田畑晶子さん、杉山裕樹氏、林訓弘氏、米谷作記子さん、鈴木英之氏、中村良平氏に感謝の意を表します。

そして、阪神高速道路株式会社の金治英貞博士は、鋼管集成橋脚の発案者であり、筆者に本研究テーマを授けてくださいました。鋼管集成橋脚という新しい技術の研究・実務に携わらせて頂いたことで、既存の基準類にとらわれない新たな発想を生み出す力を養うことができたり、技術的な課題を産学の有識者と積極的に連携して解決する方法を学んだり、さらには連携を進める中で人的ネットワークを大きく拡大することができました。これらは今後の筆者の研究あるいは技術者人生にとって大きな財産となるものです。

今後は、鋼管集成橋脚のような新しい技術の種を自らが生み出し、私と同様の経験をひとりでも多くの若手ができるよう、確かな技術力と人を惹きつける人間力を常に高め続けていく所存です。

最後に、筆者を育ててくれた両親、その笑顔で筆者を元気にしてくれた長女さくらと長男嵩人、筆者のことを理解し支え続けてくれた妻美加子に、改めて感謝する次第です。

投稿論文

査読付き論文

- 1) ○Shinohara, M. and Kanaji, H. : ” Seismic performance of Integrated Steel Pipe Bridge Pier” , 35th International Symposium on Bridge and Structural Engineering Proceeding, September 2011.
- 2) ○篠原聖二, 金治英貞, 鬼木浩二, 杉浦邦征 : 履歴型ダンパー機能を有する鋼管集成橋脚の地震応答特性, 構造工学論文集, (公社) 土木学会, Vol.58A, pp.471-483, 2012.3.
- 3) ○篠原聖二, 金治英貞, 鬼木浩二, 木村亮 : 杭基礎一体型鋼管集成橋脚の構造提案と地震時応答解析, 土木学会論文集 C (地圏工学), (公社) 土木学会, Vol.69, No.3, pp.312-325, 2013.7.
- 4) ○篠原聖二, 金治英貞, 小坂崇, 杉山裕樹, 津丸徳宏, 鳥越卓志 : 鋼管集成橋脚の技術コンセプトと構造設計, 橋梁と基礎, Vol.48, pp.31-36, 2014.2.

その他の論文

- 5) 秋山耕士郎, 磯部公一, 大塚悟, 木村亮, 金治英貞, ○篠原聖二 : 鋼管柱基礎の群杭効率に関する三次元弾塑性有限要素解析, 第 26 回土木学会関東支部新潟会研究調査発表会, (公社) 土木学会, pp.168-169, 2008.11.
- 6) 秋山耕士郎, 磯部公一, 大塚悟, 木村亮, 金治英貞, ○篠原聖二 : 斜柱を有する鋼管柱基礎の水平抵抗特性に関する三次元有限要素解析, 土木学会第 64 回年次学術講演会, (公社) 土木学会, pp.229-230, 2009.9.
- 7) ○Shinohara, M. and Kanaji, H. : ” Seismic performance of Integrated Steel Pipe Bridge Pier” , the 3rd Greece- Japan Workshop on Seismic Design, Observation and Retrofit of Foundations, Vol.2, pp.443-450, 2011.11.
- 8) 金治英貞, ○篠原聖二 : 損傷制御設計を用いた鋼管集成橋脚の開発とシミュレーション技術, 土木学会第 15 回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集, (公社) 土木学会, pp.39-52, 2012.8.
- 9) ○Shinohara, M., Kanaji, H., Kosaka, T. and Imai, T. : Design and Construction of Highway Viaduct Supported by New Steel Pipe Integrated Pier with Shear Link, 9th German-Japanese Bridge Symposium, 2012.9.
- 10) 小坂崇, 金治英貞, ○篠原聖二, 三嶋大悟 : 地震時性能向上とコスト縮減を両立する鋼管集成橋脚の設計・施工ー阪神高速道路淀川左岸線海老江 JCTー, 高速道路と自動車, 第 56 巻, 第 12 号, 2013.2.
- 11) Kosaka, T., Kanaji, H. and ○Shinohara, M.: Design and Construction of Highway Viaduct Supported by New Steel Pipe Integrated Pier with Shear Link, The Twelfth Japan-Korea Joint Symposium on Steel Bridges, 2013.8.
- 12) ○篠原聖二, 小坂崇, 金治英貞 : 性能向上とコスト縮減を両立した鋼管集成橋脚の実橋への適用, 第 30 回日本道路会議, 2013.10.
- 13) 磯部公一, 木村亮, 杉浦邦征, 橋本国太郎, 北根安雄, 金治英貞, ○篠原聖二 : 鋼管集成橋脚と斜杭基礎からなる橋梁構造形式の耐震性能評価, 第 58 回地盤工学シンポジウム講演論文集, (公

社) 地盤工学会, pp.61-64, 2013.11.

- 14) 佐々木彰平, 磯部公一, 木村亮, 杉浦邦征, 橋本国太郎, 北根安雄, 金治英貞, ○篠原聖二: 鋼管集成橋脚と斜杭基礎からなる橋梁構造形式の耐震性能評価, 第 31 回土木学会関東支部新潟会研究調査発表会論文集, (公社) 土木学会, pp.190-193, 2013.11.